Ion Băncilă,
Mircea Florea,
Dionisie Fotă,
Marius Georgescu,
Lazăr F. Lazăr,
Traian Moldoveanu,
Constantin Privighetoriță,
Constantin Văduva,
Florian Zamfirescu

GEOLOGIE INGINEREASCĂ

vol. II

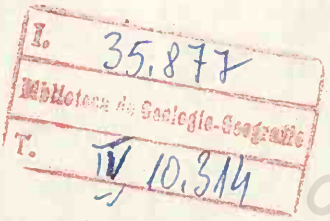
Coordonator : **Prof. dr. doc. Ion Băncilă**

214359
B.C.U. - IASI

EDITURA TEHNICĂ
București

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

I. Băncilă : capitolul 1 și subcapitolul 2.1
M. Florea : capitolul 3
D. Fotă : subcapitolele 2.2, 2.3, 4.2 și capitolul 6
M. Georgescu : capitolul 7
L. F. Lazăr : subcapitolele 5.1— 5.5 ; 5.7.2
T. Moldoveanu : subcapitolul 5.7.3
C. Privighetoriță : subcapitolele 5.6 și 5.7.1
C. Văduva : capitolul 8
F. Zamfirescu : subcapitolul 4.1.



BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Al doilea volum al „Geologiei inginerești" a fost conceput ca o aplicare la considerentele de nuanță mai generală din primul volum, fără să lipsească cu totul unele demonstrații, care, prin natura lor, trec în domeniul cercetării și teoriei. În ordine tematică problemele abordate sînt următoarele:

— Degradarea rocilor ca urmare a proceselor de alterare naturală sau provocate, măsura în care aceasta influențează rezistența la solicitările date de construcții, consecințele asupra alegerii amplasamentelor și stabilitatea în timp (cap. 1).

— Noțiunea de „masiv de rocă", caracteristicile naturale ale acestuia, necesitatea interpretării globale, interinfluența cu partea construită (structura), posibilități de exprimare valorică (cap. 2).

— Alunecările de teren, elementele lor caracteristice, posibilități de prevenire și de reducere a urmărilor pe care acestea le au asupra economiei regionale și degradării mediului înconjurător (cap. 3).

— Stabilitatea taluzelor ce rezultă în urma execuției gropilor de fundare, sau a deschiderii de mari exploatări la zi (cariere) de substanțe minerale (cap. 4).

— Observarea comportării construcțiilor în timpul execuției și în special după darea în folosință, cu mijloace directe sau indirecte, în scopul prevenirii accidentelor și pentru verificarea și optimizarea principiilor care stau la baza proiectării (cap. 5).

— Modificări ce au loc la suprafața scoarței, în urma realizării de mari goluri subterane, modificări ce pot afecta siguranța unor construcții importante și în general echilibrul mediului ambiant (cap. 6).

— Îmbunătățirea caracteristicilor fizico-mecanice ale rocilor prin injecții de ciment, fie în scopul reducerii circulației apei (etanșări), fie al măririi capacității de rezistență la eforturi (consolidări) (cap. 7).

— Metode pentru măsurarea „în situ" a caracteristicilor rocilor și de prelucrarea datelor, în vederea unor evaluări cifrice, principala cerință a unei proiectări moderne (cap. 8).

În urma parcurgerii acestor capitole cititorul nu poate să considere că a aflat tot ce-l interesează într-o problemă specifică pe care o are de rezolvat, dar în orice caz găsește o stimulare a gîndirii proprii și o săgeată indicatoare spre alte surse de informare și interpretare. În acest sens bibliografiile și exemplele pot fi de ajutor. Acestea din urmă reprezintă momente trăite, valori de experiență, din care se pot deduce soluții constructive, la cazuri asemănătoare. S-a spus cu multă dreptate că se învață mai ales din greșeli. Aceasta nu înseamnă că trebuie să le și cultivăm, dar pe acelea care au existat se cuvine să le cunoaștem și să le punem în valoare, printr-o redare corectă și completă. Autorii s-au referit la cîteva cazuri, dar ele sînt cu mult mai frecvente decît se pot

BUCUREȘTI BIBLIOTECA CENTRALĂ UNIVERSITARĂ LIBRARY

cita în spațiul și specificul lucrării. Ele trebuie căutate și analizate de fiecare specialist, conform poziției și sarcinilor sale.

Considerînd prin aceasta că s-a adus marelui colectiv de ingineri-geologi și geologi din țară, antrenați în vasta activitate de construcție, un material util de informare și reflexie, colectivul de autori stă la dispoziție pentru orice sugestie de îmbunătățire a acestei prime încercări de grupare pe plan de actualitate a principalelor probleme ce se pun Geologiei inginerești. Totodată exprimă vii mulțumiri Editurii tehnice, pentru sprijinul acordat.

Ion Băncilă

10 ianuarie 1981

BCU IAȘI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

CUPRINS

1. **Influența alterării asupra rezistenței rocilor** 11

1.1. Alterarea superficială 11
1.2. Alterarea de adîncime 17
1.3. Rolul organismelor în alterare 19
1.4. Activitățile omului și alterarea rocilor 22
1.5. Alterabilitatea mineralelor și rocilor 23
1.5.1. Alterabilitatea mineralelor 23
1.5.2. Alterabilitatea rocilor 25
1.5.3. Parametrii de alterabilitate 28
1.5.4. Alterarea superficială și reducerea în timp a rezistenței rocilor 30
1.5.5. Alterabilitatea și condițiile de utilizare a rocilor 32
1.6. Depozite acoperitoare 35
1.7. Zona de alterare 36
1.8. Metodica de cercetare a alterării și alterabilității 37
Bibliografie 38

2. **Masive de roci și structuri** 40

2.1. Însușirile naturale ale masivelor de roci 40
2.2. Metode de evaluare a rezistenței masivelor de roci 46
2.2.1. Considerații preliminare 46
2.2.2. Evaluarea discontinuităților 48
2.2.3. Coeficientul de slăbire structurală a rezistenței masivelor de roci . . . 53
2.2.4. Influența discontinuităților asupra modulului de elasticitate 69
2.3. Fluajul rocilor 70
Bibliografie 89

3. **Alunecări de teren** 91

3.1. Importanța cunoașterii alunecărilor de teren 91
3.2. Noțiuni de bază despre alunecările de teren 91
3.2.1. Coeficientul de siguranță 94
3.2.2. Elementele unei alunecări de teren 96
3.3. Cauzele alunecărilor de teren 100
3.3.1. Precipitațiile atmosferice 100
3.3.2. Eroziunea riurilor și săpăturile executate la baza versanților. Încărcarea versanților cu sarcini suplimentare 101
3.3.3. Înghețul, reducerea mineralizației apei din porii rocilor, presiunea apei din pori și din fisuri, sufoziunea 103
3.3.4. Șocul cutremurelor de pămînt și al vibrațiilor locale 107
3.3.5. Rolul factorului geologic în formarea alunecărilor de teren 110
3.4. Viteza, periodicitatea și vîrsta alunecărilor de teren 111
3.4.1. Fazele unei alunecări 111
3.4.2. Viteza de alunecare 112
3.4.3. Periodicitatea și vîrsta alunecărilor de teren 114
3.5. Principalele tipuri de alunecări de teren și alte fenomene fizico-geologice . . 117
3.5.1. Principalele tipuri de alunecări de teren 117
3.5.2. Alte fenomene fizico-geologice 121
3.6. Considerarea factorilor geologic, hidrogeologic și geomecanic în estimarea stabilității versanților și taluzelor 124
3.6.1. Factorul geologic 124
3.6.2. Factorul hidrogeologic 126
3.6.3. Factorul geomecanic 126

BCU CLUJ UNIVERSITY LIBRARY

3.7. Prognoza alunecărilor de teren pe baza experienței obținute la iazurile de decantare din industria minieră 128
3.7.1. Deformații de tasare 129
3.7.2. Deplasări orizontale 132
3.7.3. Viteza deplasării orizontale 134
3.7.4. Variația sezonieră a vitezei de deplasare orizontală 136
3.7.5. Deformațiile admisibile, element de prognoză a alunecărilor de teren . 137
Bibliografie 139

4. **Stabilitatea taluzelor** 140

4.1. Principii și metode de analiză a stabilității 140
4.1.1. Principii 140
4.1.1.1. Exprimarea stării de eforturi în masivele de roci 140
4.1.1.2. Exprimarea rezistenței la forfecare. Situația eforturilor la rupere 144
4.1.1.3. Comportarea efort deformație 148
4.1.1.4. Starea de echilibru plastic nominal 151
4.1.1.5. Diagrama efort—deformație—rezistență 152
4.1.1.6. Coeficientul de siguranță 153
4.1.1.7. Estimarea mărimii și influenței presiunii din pori 156
4.1.1.8. Tipuri de analize de stabilitate 170
a. Stabilitatea pantelor naturale și taluzelor artificiale create prin excavare 170
b. Stabilitatea digurilor și barajelor din pământ 172
4.1.2. Metoda cercului de frictiune 174
4.1.2.1. Condiții de stabilitate obținute prin aplicarea principiului cercului de frictiune 174
4.1.2.2. Estimarea influenței presiunii din pori 184
4.1.2.3. Rezolvări grafo-analitice. Exemple de calcul 187
4.1.2.4. Folosirea graficelor de stabilitate 191
a. Stabilitatea taluzelor executate în depozite pur coezive (analize tip $\varphi = 0$). Exemple de calcul 191
b. Stabilitatea taluzelor executate în depozite cu $\varphi > 0$ (analize tip $\varphi - c$). Exemple de calcul 193
4.1.2.5. Compararea metodei cercului de frictiune cu metoda spiralei logaritmice 198
4.1.3. Metoda parametrilor adimensionali 201
4.1.3.1. Stabilitatea taluzelor executate în depozite pur coezive (analize tip $\varphi = 0$) 201
a. Analiza stabilității taluzelor simple. Exemplu de calcul . . 201
b. Efectul încărcării taluzelor cu sarcini uniform distribuite. Exemplu de calcul 203
c. Taluz parțial submers. Efectul coborîrii nivelului apei într-un bazin limitrof. Exemple de calcul 20
d. Aprecierea influenței crăpăturilor (de contracție) asupra coeficientului de siguranță. Exemple de calcul 206
e. Efectul combinat al încărcării (cu sarcini uniform distribuite), submersiei și crăpăturilor. Exemplu de calcul 207
f. Considerații asupra sarcinilor exterioare și neuniformității geometrice a taluzelor 208
g. Analiza stabilității taluzelor încărcate. Exemple de calcul . 210
4.1.3.2. Stabilitatea taluzelor executate în depozite cu $\varphi > 0$ (analize tip $\varphi - c$) 217
a. Analiza stabilității taluzelor simple. Exemplu de calcul . . . 217
b. Deducerea influenței presiunii din pori. Exemple de calcul . 222
c. Efectul combinat al încărcării, crăpăturilor, submersiei și prezenței unui curent acvifer în corpul taluzului. Exemple de calcul 226

BCU IASI / CENTRUL DE STUDII BIBLIOTECA

4.1.4. Metoda fîşiilor verticale 230
4.1.4.1. Repartiţia teoretică a eforturilor de forfecare în masa taluzelor 230
4.1.4.2. Analiza mecanică a arcului circular 232
4.1.4.3. Aprecierea mărimii şi influenţei forţelor de interacţiune dintre fîşii 235
4.1.4.4. Exprimarea efortului normal efectiv pe suprafaţa de alunecare 237
4.1.4.5. Relaţiile folosite în programarea automată a calculului . . . 238
4.1.4.6. Erori asociate metodelor Fellenius şi Bishop 239
4.1.4.7. Posibilităţi de precizare a centrului arcului circular de alunecare 241
4.1.4.8. Exemple de calcul 243
4.1.5. Procedeul generalizat al fîşiilor 248
4.1.5.1. Premise şi principii de bază 248
4.1.5.2. Condiţii de echilibru 250
4.1.5.3. Ecuaţii de bază 251
4.1.5.4. Formule de lucru pentru analiza stabilităţii taluzelor 252
4.1.5.5. Explicarea procedeului (iterativ) de rezolvare numerică 255
4.1.5.6. Rezultate obţinute prin aplicarea calculatorului electronic . . . 257
4.1.5.7. Distribuţia eforturilor 259
4.1.5.8. Exemple numerice 262
4.2. Dimensionarea taluzelor şi procedee de verificare a stabilităţii 266
4.2.1. Taluze verticale 266
4.2.2. Dimensionarea taluzelor afectate de suprafeţe de discontinuitate . . . 272
4.2.2.1. Taluze care se intersectează în bază cu suprafeţe de minimă rezistenţă 273
Verificarea gradului de stabilitate a unui taluz afectat de suprafeţe de discontinuitate cu înclinări mici 274
Determinarea înălţimii limită a unui taluz afectat de suprafeţe de minimă rezistenţă cu înclinare sub 20° 278
Determinarea elementelor geometrice ale unei halde aşezate pe un fundament cu înclinare mică 281
Scarificarea fundamentelor de haldă 283
Determinarea elementelor geometrice ale unei halde depuse pe un fundament cu rezistenţe reduse 284
4.2.2.2. Taluze formate în roci străbătute de suprafeţe de discontinuitate conforme şi înclinate între 20 şi 80° 287
Determinarea înălţimii unui taluz avînd înclinarea mai mare decît aceea a suprafeţelor de discontinuitate 287
Determinarea înălţimii unui taluz avînd înclinarea egală cu aceea a suprafeţelor de discontinuitate 288
Determinarea înălţimii limită a unui taluz avînd înclinarea mai mică decît aceea a suprafeţelor de discontinuitate. 291
Verificarea gradului de stabilitate a unui taluz afectat de suprafeţe de discontinuitate cu înclinare mare 294
4.2.2.3. Taluze în masive afectate de suprafeţe de discontinuitate cu înclinarea mai mare de 80° 295
Verificarea stabilităţii unui taluz afectat de suprafeţe de discontinuitate cu înclinare inversă 295
Echilibrul unui taluz pe o suprafaţă potenţială de alunecare alcătuită din linii frînte 297
4.2.3. Verificarea stabilităţii unui taluz prin metoda elementelor finite . . . 298
4.2.4. Procedee grafo-analitice de dimensionare a elementelor geometrice ale taluzelor 306
4.2.5. Influenţa formei în plan a taluzului asupra înclinării 324
4.2.6. Consideraţii asupra coeficientului de siguranţă a taluzelor 326
Bibliografie 341

5. Comportarea rocilor sub fundaţia construcţiilor şi urmărirea ei în timpul execuţiei şi exploatării 345
5.1. Consideraţii generale 345
5.2. Principalele tipuri de deformaţii 345

5.3. Deformațiile rocilor sub acțiunea sarcinilor suplimentare transmise de construcție prin fundație 346
5.3.1. Deformații în roci stîncoase și semistîncoase 347
5.3.2. Deformații în roci argiloase 347
5.3.3. Deformații în roci nisipoase 347
5.3.4. Deformații în roci loessoide 348
5.4. Evoluția tasărilor. Procesul de consolidare 349
5.5. Estimarea tasării fundațiilor 351
5.6. Observații geotehnice în faza de execuție a construcțiilor 353
5.6.1. Observații geotehnice în excavații de suprafață 354
5.6.2. Observații geotehnice în excavații subterane 358
5.7. Observații geotehnice în faza de exploatare a construcțiilor 361
5.7.1. Supravegherea vizuală 361
5.7.2. Supravegherea cu aparatură și dispozitive 362
5.7.2.1. Măsurarea deformațiilor pe verticală 364
5.7.2.2. Măsurarea deformațiilor pe orizontală 366
5.7.2.3. Măsurarea subpresiunilor 369
5.7.2.4. Măsurarea infiltrațiilor de apă 369
5.7.2.5. Măsurarea eforturilor în rocile de sub fundația construcțiilor . 371
5.7.3. Metode geofizice pentru urmărirea comportării construcțiilor hidrotehnice și supravegherea seismică a barajelor 372
5.7.3.1. Metode geofizice pentru urmărirea comportării construcțiilor hidrotehnice 373
5.7.3.2. Seismicitatea indusă și supravegherea seismică a barajelor . . . 382
Bibliografie 391

6. Influența lucrărilor subterane asupra stabilității construcțiilor de suprafață . . . 393

6.1. Generalități 393
6.2. Parametrii procesului de dislocare 402
6.3. Metode de prognoză prin calcul a parametrilor de dislocare 409
6.4. Măsuri de protecție a suprafeței 416
6.5. Măsuri constructive pentru protecția construcțiilor de la suprafață 417
Bibliografie 421

7. Impermeabilizarea și consolidarea rocilor prin injecții și ecrane 423

7.1. Injectarea rocilor stîncoase 423
7.2. Injectarea rocilor necoezive 428
7.3. Injecții de consolidare—umplere (de suprafață) 435
7.4. Voaluri de etanșare 438
7.5. Drenajul rocii de fundație 449
7.6. Ecrane de etanșare 452
7.7. Ecrane de etanșare subțiri (membrane) 455
Bibliografie 458

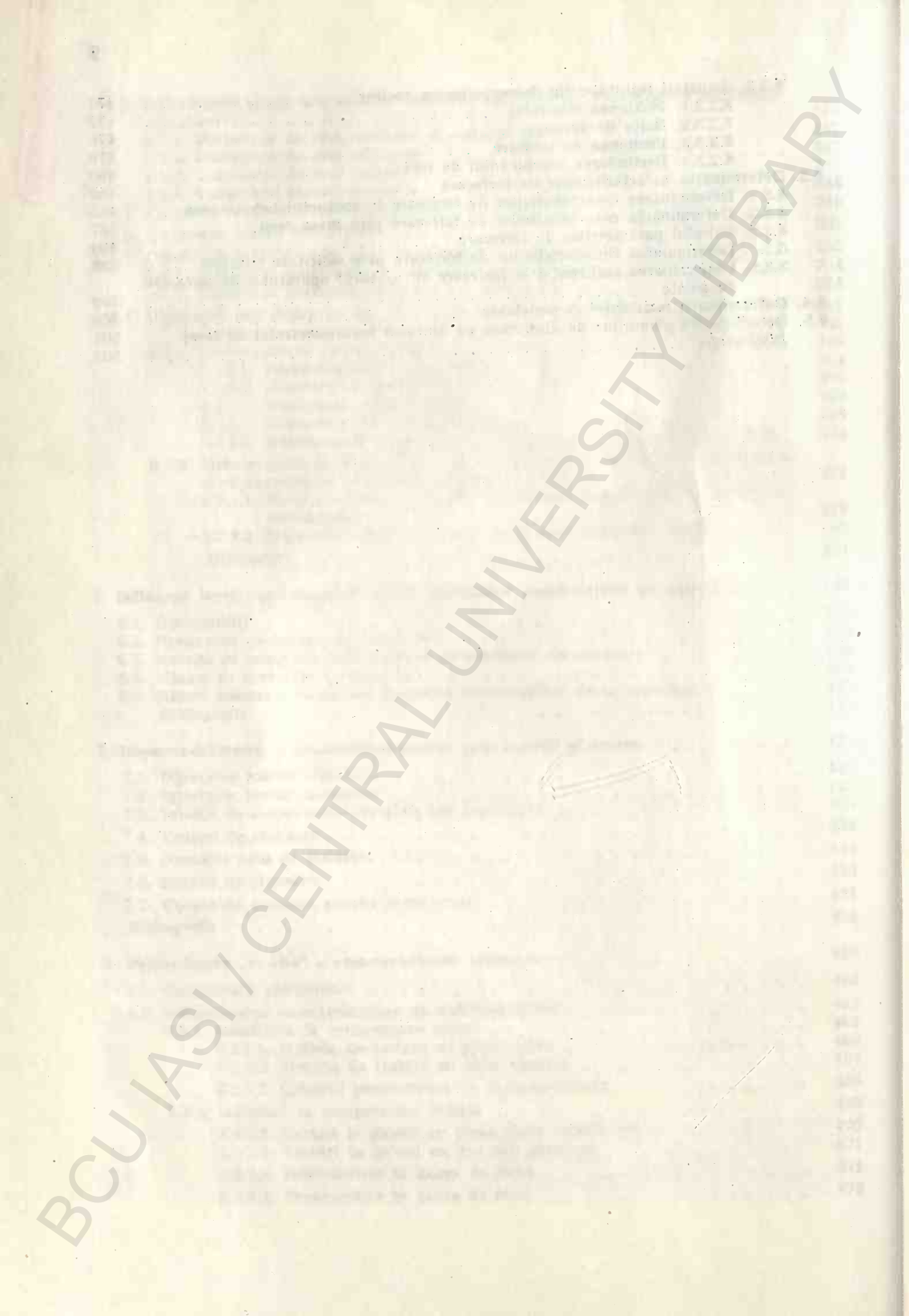
8. Determinarea „in situ" a caracteristicilor geomecanice 460

8.1. Considerații preliminare 460
8.2. Determinarea caracteristicilor de deformabilitate 462
8.2.1. Solicitarea la compresiune axială 463
8.2.1.1. Metoda de testare cu plăci rigide 463
8.2.1.2. Metoda de testare cu plăci elastice 464
8.2.1.3. Calculul parametrilor de deformabilitate 468
8.2.2. Solicitări la compresiune radială 469
8.2.2.1. Testări în galerii cu prese plate radiale 470
8.2.2.2. Testări în galerii cu apă sub presiune 471
8.2.2.3. Dilatometrie în gaura de foraj 471
8.2.2.4. Presiometrie în gaura de foraj 473

BCU IAȘI CENTRUL VECHI LIBRARY

8.2.3. Solicitări rezultate din decomprimarea rocilor 476
8.2.3.1. Presiunea muntelui 477
8.2.3.2. Bolta de surpare 478
8.2.3.3. Presiunea de umflare 479
8.2.3.4. Destinderea complexului de roci 480
8.3. Determinarea caracteristicilor de forfecare 483
8.3.1. Determinarea caracteristicilor de forfecare la contactul beton—rocă . . 483
8.3.2. Determinarea caracteristicilor de forfecare prin masa rocii. 487
8.3.3. Calculul parametrilor de forfecare 490
8.3.4. Determinarea caracteristicilor de forfecare prin solicitare triaxială . . . 496
8.3.5. Determinarea rezistenței la forfecare cu ajutorul aparatului de forfecare cu palete 499
8.4. Determinarea rezistenței la penetrare 500
8.5. Determinarea planurilor de alunecare cu ajutorul înclinometrului de foraj . . 501
Bibliografie 502

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY


BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

1. INFLUENȚA ALTERĂRII ASUPRA REZISTENȚEI ROCILOR

I. Băncilă

Proprietățile fizico-mecanice ale rocilor derivă din modul de agregare a mineralelor componente și totodată din gradul de conservare a caracteristicilor de bază ale acestora (compoziția chimică, structura, forma de zăcămînt etc.), caracteristici care conferă rocilor anumite rezistențe la compresiune și tracțiune. În natură se petrec însă adesea procese de alterare, care determină scăderea rezistențelor normale, aceeași rocă putînd să coboare mult sub treapta ce-i este proprie și care i se poate atribui teoretic. Din această cauză, din punct de vedere inginero-geologic, indicarea rocii doar prin simpla ei denumire (granit, gresie, argilă etc.) nu relevă îndeajuns și calitatea sa. Pentru o bună prezentare trebuie menționate totdeauna, și cu suficiente detalii, particularitățile de stare.

Dezvoltarea în raza unui amplasament de lucrare a proceselor de alterare ridică probleme a căror rezolvare este cu atît mai grea, cu cît construcția este în fază mai înaintată. De aceea studiul alterării trebuie să înceapă în primele faze ale proiectării, pentru a cuprinde atît aspectele produse în timpul lung, geologic, cît și pe cele ce se pot produce în timpul execuției și exploatării. Lăsînd la o parte discuțiile privind sfera exactă a noțiunii, vom considera alterarea în primul rînd prin prisma importanței sale practice. În consecință prin alterare vom înțelege modificarea în sens negativ a caracteristicilor fizico-mecanice ale rocilor sub acțiunea a numeroși factori naturali sau provocați, indiferent de tipul și provenienta lor. În această accepțiune de „patologie a rocilor", cum se exprimă unii autori, procesele de alterare sînt variate și relevă o serie de factori care își exercită influența uneori pe cale fizică, alteori chimică. În natură aceștia coexistă și efectele lor asupra scoarței terestre (implicit asupra terenurilor de fundare) sînt cumulate. În proporția cea mai mare, alterarea rocilor se petrece în zona superficială a scoarței „alterare epigenă", dar ea are loc și în adîncime, „alterare hipogenă"' unde este provocată de cauze care, din punct de vedere metodologic, sînt atribuite altor grupe de fenomene. Adesea roci degradate în adîncime ajung, prin mișcări tectonice sau eroziune, în zona de suprafață, unde suferă, mai repede și mai profund, atacul agenților externi.

1.1. Alterarea superficială

Rocile care compun învelișul exterior al scoarței terestre, aproximativ pînă la limita de infiltrare a apelor din precipitații (ape vadoase), unde litosfera se întrepătrunde cu atmosfera, hidrosfera și biosfera, se află sub influența permanentă a așa-numiților agenți modificatori externi : apa, aerul,

clima, organismele, la care se asociază gravitația (factor intern) cu rol determinant în desprinderea și transportul fracțiunilor rezultate și implicit supunerea la alterare a unor noi volume de roci. Complexul de transformări care se petrece în intimitatea rocilor este denumit *alterare superficială* (germ. *Verwitterung* ; engl. *weathering*). Datorită ei are loc o adaptare a structurii și compoziției chimice a rocilor la condițiile de mediu, care constă în general în dizolvarea carbonaților, hidratarea silicaților, spălarea parțială a silicei și în special a altor minerale mai ușor solubile, creșterea conținutului de alumină, creșterea conținutului de apă și a apei de adsorbție, afînarea etc. Toate aceste transformări, care țin de domeniul geochimiei, se reflectă în modificarea tipurilor de minerale ce intră în compoziția rocilor.

Alterarea superficială afectează, cu intensități diferite, toate categoriile de roci, în funcție de componența mineralogică și condițiile de mediu. În primele etape de formare a litosferei ea s-a răsfrînt asupra rocilor născute din consolidarea magmei originare, făcînd să apară primele roci sedimentare detritice. În timpul geologic următor s-a răsfrînt asupra oricărui tip de rocă ajunsă în domeniul extern, inclusiv a rocilor sedimentare anterior formate, contribuind la o vastă mișcare a componentelor naturale ale scoarței terestre și nașterea întregii suite de roci care intră în alcătuirea ei actuală (ciclul geologic, fig. 1.1). Observăm că deși din punct de vedere strict petrografic se consideră că rocile sedimentare reprezintă un termen final al alterării, din punct de vedere tehnic tocmai aceste roci sînt mai degradabile.

În procesul alterării superficiale se deosebesc două aspecte distincte : 1) alterarea fizică, sau dezagregarea și 2) alterarea chimică sau descompunerea, ambele strîns legate și acționînd permanent împreună.

Alterarea fizică. Constă în fărîmițarea rocii, ceea ce duce la creșterea considerabilă a suprafeței de contact cu factorii de mediu, facilitînd în primul rînd alterarea chimică. S-a arătat (vol. I cap. 3) că un cub cu latura de 1 cm, redus în cuburi cu latura de 0,1 cm, dă o suprafață de 10 ori mai mare. Fărîmițarea poate decurge dintr-o acțiune mecanică directă, cum sînt roaderea sau dislocarea rocii prin mișcarea aerului și apei, roaderea de către unele organisme, creșterea rădăcinilor etc., dar frecvent la originea ei stau variațiile de volum produse de insolație și îngheț-dezgheț.

Insolația. Prin insolație se înțelege energia solară care se aplică pe o suprafață expusă. Cantitatea de insolație primită de un punct de pe Pămînt depinde de unghiul sub care cad razele solare și de durata expunerii, adică de latitudine și anotimp. În consecință ea este mai mare între tropice

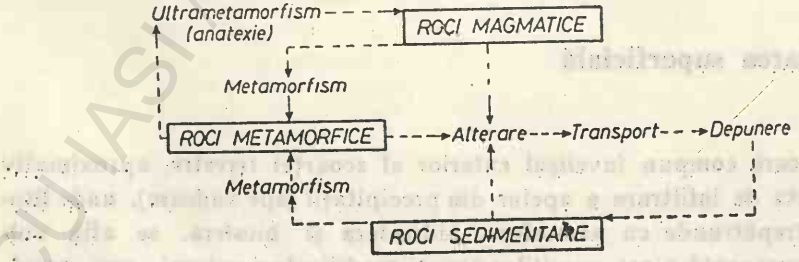


Fig. 1.1. Ciclul geologic.

și din ce în ce mai redusă spre poli, fiind influențată și de o seamă de factori locali: orientare, umiditate, vegetație etc. Efectele insolației decurg în primul rînd din conductibilitatea termică mai mare a rocilor în comparație cu cea a aerului, ceea ce face ca temperaturile „la sol" să varieze mult în cursul zilei și nopții. În zonele tropicale aride (cu precipitații sub 200 mm/an), diferențele de temperatură între zi și noapte pot atinge 60—70°C, iar adîncimea pînă la care se resimt este de 25—30 cm. În zonele temperate diferențele sînt mult mai mici și se resimt în special pe fețele orientate spre sud și lipsite de vegetație. Dilatările ce au loc în timpul zilei fac să se producă o desprindere a stratului superficial, mai cald, al rocilor expuse față de stratele interioare mai reci, prin fisuri concentrice, iar contracțiile din timpul nopții produc fisuri perpendiculare pe primele. Ca urmare, rocile chiar foarte dure sînt măcinate, rotunjite și înconjurate de material fragmentat (arene). Cu timpul sub influența altor factori (vînt, apă) fragmentele sînt transportare, rotunjite și depuse sub formă de aluviuni, nisipuri de dune, prafuri. În cazul rocilor neomogene fisurarea este favorizată de conductibilitatea termică diferențiată a componentelor minerale sau roci, ca și de tipurile și orientarea cristalelor. Astfel rocile magmatice în general, și cele bazice în special, din cauza culorii închise, sînt mai sensibile la variațiile de temperatură. La procesele de mai sus, contribuie și apa care pătrunde pe fisuri și care adesea este încărcată cu săruri. În perioadele uscate pe suprafețele expuse insolației apar numeroase eflorescențe. Insolația afectează versanții ce mărginesc construcțiile hidroenergetice din zonele de munte și totodată construcțiile mari din beton (baraje de greutate, baraje în arc în special). Ca urmare acestea suferă deformații cu atît mai mari, cu cît fața lor liberă este mai expusă la insolație.

Îngheț-dezgheț. Acest fenomen are loc în urma variațiilor de temperatură în jurul punctului de îngheț și are efecte puternice de dezagregare în primul rînd din cauza apei pătrunse în pori și fisuri, apă al cărei volum crește prin îngheț cu aproximativ 1/9. Acțiunea îngheț-dezghețului este maximă în zonele cu climă temperată (în care se cuprinde și țara noastră) întrucît diferențele de temperatură între sezoane sînt mai mari și în timpul iernii pot interveni mai multe dezghețuri parțiale, în timp scurt; ea este mai mică în zonele reci, unde trecerea de la o fază la alta se face lent și fără reveniri. Efectul distructiv al îngheț-dezghețului este în general foarte mare. Încercări făcute asupra granodioritelor de la Moldova Nouă, au arătat că după 45 de cicluri au apărut în 40% din epruvete fisuri și așchieri, iar rezistențele anterior măsurate au scăzut cu 10—30% [8].

Adîncimea de îngheț variază cu zona climatică, în țara noastră fiind de circa 1,10 m. În general fundațiile trebuie duse sub această adîncime.

În afară de variațiile de temperatură, un rol important în dezagregare îl are cristalizarea în pori și fisuri a sărurilor purtate de apele de infiltrație. Elocvente sînt din acest punct de vedere diaclazele umplute cu calcit, frecvente în marno-calcare, grezo-calcare etc. Forțele dezvoltate în aceste situații pot atinge valori foarte mari. Cristalizarea unei soluții dublu saturate de alaun se face cu o mărire a volumului de circa 0,58%, iar presiunea dezvoltată pe pereți ajunge pînă la 129 kg/cm^2.

Numeroase organisme şi în special rădăcinile plantelor mari pot dezagrega rocile stîncoase pe mai mulţi metri adîncime. Presiunile create de creşterea rădăcinilor, calculate după efecte, ajung la 10—15 kg/cm².

Dezagregarea pe diferitele căi afectează nu numai roca în ansamblul ei ci şi cristalele, prin fisuri fine, fărîmiţarea putînd să ajungă pînă la particule coloidale. Structurile granulare, cu pori mari, texturile şistoase şi stratificate cu numeroase plane de separaţie internă, precum şi prezenţa unor falii însoţite de brecii, grăbesc dezagregarea.

În paralel cu dezagregarea sub influenţa factorilor citaţi, mişcarea aerului şi a apei sub diferitele sale forme, exercită o vastă acţiune de roadere şi transport, cu rol foarte mare în modificarea formei şi dimensiunii fragmentelor de roci. „Rezistenţa la abraziune" a unor roci comune, determinată în laborator cu o morişcă special construită [5] este ilustrată în graficul din figura 1.2. Ea poate prezenta interes pentru studiul agregatelor pentru betoane.

Alterarea chimică. Constă în substituirea unor minerale cu altele mai stabile în condiţiile existente la suprafaţa scoarţei, dar de regulă mai puţin rezistente la eroziune, sau numai din eliminarea unor minerale. Alterarea chimică are loc sub acţiunea oxigenului, a bioxidului de carbon, a bioxidului de sulf, a apei, a acizilor organici rezultaţi din acţiunea vitală a organismelor. Temperatura constituie un factor ajutător, o creştere a ei cu 10° dublînd viteza de reacţie. Principalele procese ale alterării chimice sînt: oxidarea, hidratarea, hidroliza şi carbonatarea.

Oxidarea are loc sub acţiunea oxigenului din aer sau a celui dizolvat în apă şi se răsfrînge în primul rînd asupra sulfurilor şi substanţelor organice.

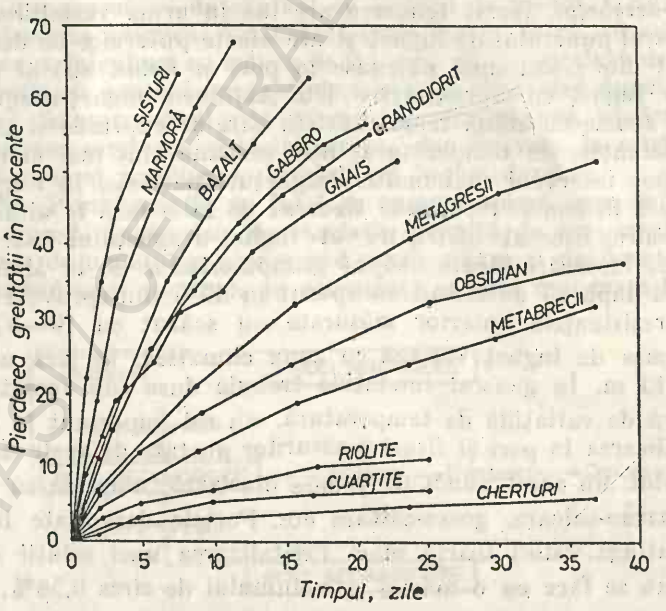


Fig. 1.2. Rezistenţa la abraziune a unor roci stîncoase.

Un capitol important îl constituie oxidarea silicaților de fier și magneziu din rocile eruptive și metamorfice, care au luat naștere în medii lipsite de oxigen, în interiorul scoarței, și în care fierul se află sub formă bivalentă. În condițiile de abundență a oxigenului, realizate cînd rocile ajung la suprafață prin micșări tectonice și eroziune, fierul bivalent trece ușor în forma trivalentă, ceea ce duce la formarea de oxizi și hidroxizi, în final la limonit ($2\,Fe_2O_3 \cdot nH_2O$). Importantă este de asemenea oxidarea sulfurilor, care au luat naștere în medii reducătoare, cu H_2S liber, foarte puțin stabil în condițiile atmosferice. El trece în sulfați de tipul $FeSO_4 \cdot 7\,H_2O$ (melanteritul), $(FeCu)SO_4 \cdot 7\,H_2O$ (pigeonitul), sau $PbSO_4$ (anglezitul). Forma de sulfat reprezintă și ea numai un stadiu intermediar, toți sulfații trecînd în mediu acvatic în compuși mai puțin solubili, care, de obicei, sînt carbonații și hidroxizii ($R''SO_4 + CaCO_3 = R''CO_3 + CaSO_4$).

Oxidările cele mai puternice au loc pe întinderea continentelor, în zonele cu climă tropicală, în care există alternanțe de sezon cald-arid cu sezon cald-umed și unde, sub acțiunea alternativă a oxidării și dizolvării, se formează depozite reziduale caracteristice (laterit și bauxită), defavorabile din punct de vedere geotehnic.

Procesele de oxidare se pot observa și vizual după modificarea culorii, care capătă nuanțe de galben-roșu, sau brun la rocile care conțin minerale cu Fe (pirită, amfiboli, piroxeni), cenușii-negre la cele cu conținut de Mn. Benzi colorate în aceste nuanțe apar deseori în interiorul rocilor, paralel cu suprafețele expuse, sau cu fețele fisurilor circulate de apă. În părțile intens fisurate, oxidarea pătrunde în toată masa rocii căreia îi împrumută o colorație ruginie caracteristică, asociată de regulă cu dizolvarea unei părți din componentele rocii. Asemenea aspecte apar frecvent în gresiile flișului Carpatic, în gresiile miocene, andezitele neogene etc. În cazul rocilor cu conținut de substanțe organice (de colorație normală brună), oxidarea face să apară o crustă albicioasă (exemplu: „marnele albe" din Oligocenul flișului marginal extern).

Hidratarea. Apa dezvoltă la suprafața Pămîntului o vastă acțiune de transformare a rocilor, fie prin ea însăși, fie prin substanțele pe care le poartă în soluție în stare de ioni sau molecule. Una din acțiuni, cea mai simplă, este hidratarea, adică combinarea apei cu diferite minerale, cu introducerea ei în moleculă. În acest sens este caracteristică hidratarea anhidritului ($CaSO_4$), care prin adaos de apă, trece în gips ($CaSO_4 + 2\,H_2O$), sau a oligistului (Fe_2O_3), care trece în limonit ($2\,Fe_2O_3 \cdot nH_2O$).

Important este că modificarea se face cu o considerabilă creștere de volum (40 cm^3 de anhidrid = 73 cm^3 de gips). Aceasta atrage cutarea și ruperea intensă a stratului (gips serpentiniform).

Fundarea pe astfel de roci nu este permisă, mai ales dacă se ia în considerare și pericolul dizolvării.

Hidroliza. Este procesul prin care ionii de H și OH prezenți în apă din disocierea acesteia sau a altor corpuri dizolvate, se combină cu diferiți ioni, rezultați din descompunerea mineralelor. Datorită acestor reacții, apa din natură are o acțiune chimică complexă, care este guvernată de conținutul în oxigen și hidrogen, respectiv de *r*H și *p*H. Mediile bogate în hidrogen dau loc la procese de reducere, respectiv de scoatere a oxigenului

dintr-un mineral şi de scădere a valenţei elementului cu care acesta este asociat, în timp ce mediile bogate în oxigen dau loc la procese de oxidare cu creşterea valenţei. În consecinţă, soluţiile care circulă în zona de suprafaţă, provoacă alterarea mineralelor, pe căi diferite : de oxidare sau de reducere, potrivit naturii lor chimice. Puterea de oxidare-reducere a unei soluţii se numeşte *redoxipotenţial* (*r*H) şi este în corelaţie cu *p*H, respectiv cu cantitatea de ioni liberi de H, adică cu aciditatea sau alcalinitatea soluţiilor.

Valoarea *p*H fiind egală cu logaritmul zecimal cu semn invers al concentraţiilor ionilor de hidrogen (*p*H = — 10 g·H), creşte odată cu scăderea concentraţiei de ioni de H şi scade odată cu creşterea concentraţiei de ioni de H. Ea se exprimă prin cifrele de la 1—14. În diferitele ape, *p*H (respectiv aciditatea) are valori diferite : apele termale 1—2, apele de mlaştină 4, apele marine 8—9, apele din solurile sărate 10. Apele cu *p*H sub 7 au reacţie acidă, cele cu *p*H = 7 au reacţie neutră, iar cele cu *p*H mai mare de 7 au reacţie alcalină. Valoarea *p*H determină în mare măsură gradul de aciditate a apei în procesul de alterare chimică a rocilor şi totodată al elementelor constituente din cimentul betoanelor. Astfel *p*H din ape reflectă şi gradul de alterare a rocilor cu care ele au venit în contact (fig. 1.3).

În general, apele de suprafaţă au activitate de alterare mai mare, în timp ce apele de adîncime, datorită încărcării cu baze, devin treptat neutre şi alcaline, deci mai puţin active.

Carbonatarea. Bioxidul de carbon din aer sau din apă, intervine în alterarea chimică prin importante mobilizări şi redepuneri ale carbonaţilor. El provine din activitatea vitală a organismelor, din descompunerea carbonaţilor sau din erupţiile vulcanice. Procentul de CO_2 din aer este mic (0,03%) dar, datorită solubilităţii sale, poate ajunge în apă pînă la 9%. În vol. I (cap. 4.2) s-a discutat procesul de dizolvare-transport-depunere, care se petrece în rocile carbonatate (calcarele masive în special) sub influenţa apei încărcate cu CO_2 din atmosferă şi seria de fenomene carstice căreia îi dă naştere. Carstificarea constituie din punct de vedere ingineresc o problemă deosebit de importantă, cunoscut fiind că unele construcţii au suferit avarii din cauza prăbuşirilor, iar altele din cauza afluxului mare de apă sau, dimpotrivă, din cauza pierderilor de apă.

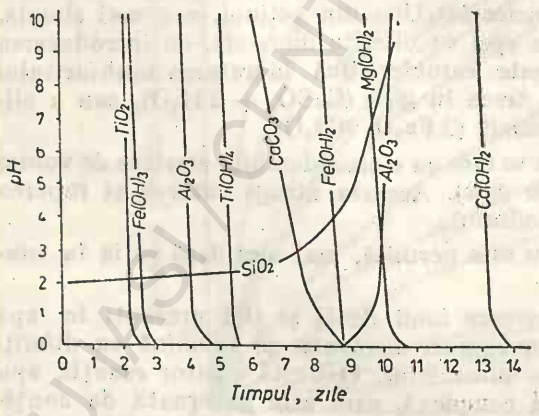


Fig. 1.3. Relaţia dintre solubilitatea principalelor minerale din roci şi *p*H (după Patrick et al. 1978).

În procesul de alterare superficială se pot deosebi patru etape : etapa I, în care are loc eliminarea compuşilor foarte mobili (Na, K, Ca) ; etapa a II-a, în care are loc eliminarea compuşilor mobili (Fe^{++}, Mg) ; etapa a III-a, în care are loc eliminarea compuşilor cu mobilitate redusă (SiO_2, Al_2O_3) ; etapa a IV-a,

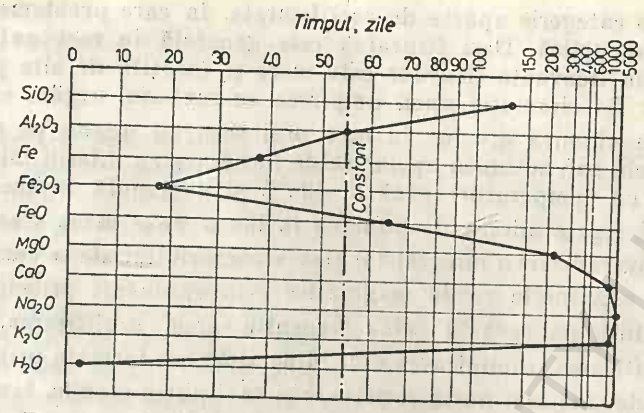


Fig. 1.4. Migrația ionilor în procesul de alterare chimică (după V. C. Papiu, 1960).

în care are loc eliminarea oxizilor fierului. În final, în rocile supuse alterării rămîn compușii aluminiului, ai fierului trivalent și ai titanului, adică elemente cu mobilitate foarte redusă. Aceștia sînt prezenți în laterite și bauxite, care reprezintă stadiul cel mai avansat de alterare superficială (fig. 1.4).

Întrucît în timpul geologic a avut loc o creștere a conținutului de oxigen liber în atmosferă, din cauza dezvoltării organismelor, alterarea chimică s-a accentuat în diferitele etape ale evoluției scoarței terestre. Este de presupus că în condițiile actuale de poluare a atmosferei și hidrosferei, se va produce o accelerare a alterării superficiale, cu efecte greu de evaluat.

1.2. Alterarea de adîncime

Cuprinde de asemenea un aspect chimic și unul fizic. Alterarea fizică are loc sub influența forțelor tectonice, care determină apariția de plane de separație în masivele de roci (falii) adesea însoțite de material zdrobit și sisteme de fisurare. Faliile pot genera în cazul cutremurelor mișcări diferențiate ale compartimentelor, iar în unele cazuri alunecări pe versanți. Rocile zdrobite de falii (brecii), indiferent de tipul și gradul lor de rezistență, își reduc considerabil coeziunea, iar părțile care prin dezagregare ajung la dimensiuni coloidale, pot fi antrenate de apă (sufozie). Descoperit adesea fără indicii prevestitoare în excavații, la suprafață sau în lucrări miniere, materialul din brecii pus în contact cu aerul și apa se degradează în scurt timp, ridicînd probleme complicate de stabilitate.

Sistemele de fisuri ce apar în roci ca urmare a forțelor de tensiune sau comprimare provoacă, la rîndul lor, o slăbire de ansamblu a masivului de

rocă, creind o categorie aparte de roci fisurate, în care problemele inginero-geologice se complică. Deşi fisurarea este generală în roci, ea devine primejdioasă cînd frecvenţa fisurilor este mare şi însoţită de alte procese asociate, cum ar fi: circulaţia apei, umplerea cu material argilos etc.

Alterarea chimică are loc în interiorul scoarţei uneori pe scară foarte mare, îndeosebi sub acţiunea apelor calde încărcate cu diferiţi mineralizatori. Aceste ape, cu temperaturi pînă la 400°C şi de regulă încărcate cu H_2S sau CO_2, sînt legate adesea de punerea în loc a unor mase eruptive şi duc la transformări radicale a mineralelor şi a structurii iniţiale a rocii din masiv. În capitolul privitor la rocile magmatice s-au enumerat principalele transformări produse pe această cale: serpentinizarea, uralitizarea, sau suritizarea, propilitizarea, caolinizarea etc. Mineralele noi formate prin aceste procese sînt totdeauna mai puţin rezistente şi mai puţin stabile, tendinţa finală fiind de a se ajunge la minerale argiloase, considerate ca cele mai defavorabile pentru stabilitatea construcţiilor.

Alterări hidrotermale s-au întîlnit, pe zone cu diferite extinderi, la aproape toate construcţiile mari din România, amplasate pe şisturi cristaline sau roci magmatice şi de fiecare dată au fost necesare excavaţii suplimentare, plombări cu beton, injecţii de consolidare, ancorări etc. (fig. 1.5).

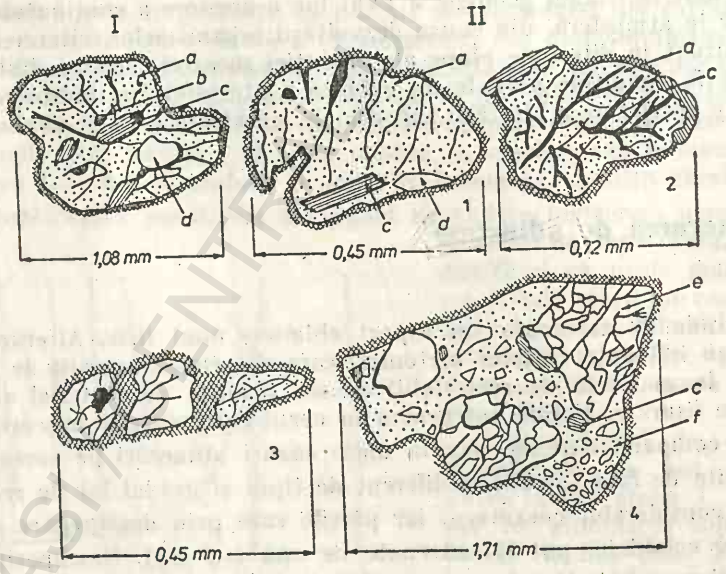


Fig. 1.5. Stadii de alterare a feldspaţiilor în brecia de Sip (barajul Porţile de Fier):

I — stadiu premergător cataclazării; *II* — stadii de formare a cataclazitului; *1* — fisuri transversale care brăzdează feldspatul fără să schimbe forma iniţială; *2* — anastomatoză neregulată de fisuri; *3* — separarea cîmpurilor prin argilă; *4* — două faze de cataclază (fragmente de brecie de gradul doi); *a* — feldspat; *b* — oxizi, *c* — biotit; *d* — cuarţ; *e* — fragmente gnaisice; *f* — matrice grafitoasă.

BCU IAŞI CENTRUL DE RESURSE

1.3. Rolul organismelor în alterare

Deşi alterarea biologică este o componentă a alterării superficiale, prin amploare şi specific impune o examinare specială. Datorită complicatelor fenomene vitale, organismele în general şi microorganismele în special pot să descompună pe scară mare atît materii organice cît şi anorganice. Este cunoscut că sub influenţa bacteriilor (cele mai simple şi cele mai vechi organisme de pe Pămînt) se pot solubiliza minerale existente dispersat, pentru a le reprecipita apoi sub o nouă formă uneori concentrat, în zăcăminte. Această însuşire constituie de altfel baza unui procedeu de accelerare a concentrării de minereuri utile în zăcăminte sărace.

Dintre tipurile de bacterii care contribuie la alterarea mineralelor, mai importante sînt cele autotrofe, care îşi procură energia necesară biosintezei prin oxidarea sau reducerea unor substanţe anorganice. Dintre acestea fac parte două grupe principale: *Thiobacillus* şi *Ferobacillus*. Prima grupă cuprinde bacterii sulfooxidante, aerobe sau anaerobe, care se dezvoltă în medii bogate în hidrogen sulfurat, sulf sau tiosulfat. Între ele sînt: *Th.thiooxidans*, specie aerobă, care oxidează sulful şi tiosulfatul la *p*H-uri acide; *Th. liaparus*, specie aerobă, care oxidează sulful, tiosulfatul şi tetrationatul de sulf, cu formarea de sulfat de calciu (gips); *Th. concrelionus*, specie aerobă, care oxidează sulful trecîndu-l în acid sulfuric, puternic reactiv; *Th. ferooxidans*, specie aerobă, care în prezenţa acidului sulfuric oxidează sărurile feroase.

A doua grupă, *Ferobacillus*, cuprinde bacterii gramnegative, bacilare, filamentoase sau nefilamentoase, aerobe, de dimensiuni foarte mici, care au capacitatea de a oxida fierul feros în fier feric, reacţie din care rezultă energia necesară pentru asimilarea bioxidului de carbon.

Bacteriile heterotrofe, în general aerobe, au de asemenea un rol apreciabil în alterarea mineralelor din roci, întrucît îşi procură energia necesară pentru creştere şi înmulţire în urma unor procese de reducere a sulfaţilor, pe care îi transformă în sulfuri.

Acţiunea diferitelor bacterii citate are loc, de regulă, prin activarea exemplarelor existente pe suprafaţa rocilor, factorii principali ajutători fiind apa, temperatura, valoarea *p*H-ului şi alcătuirea mineralogică a rocii în cauză. Apa reprezintă mediul strict necesar pentru dezvoltarea microorganismelor, iar în lipsa ei acestea intră în stare latentă. În acelaşi timp apa constituie mijlocul de transport pe suprafaţa şi în interiorul rocilor, prin fisuri. Apele agresive, mineralizate, măresc sfera de acţiune a microorganismelor prin deschiderea de noi fisuri şi pori în rocă, punînd noi suprafeţe în contact direct cu atmosfera.

Temperatura poate crea condiţii bune de dezvoltare a bacteriilor cînd se situează în jurul a 28—30°. De asemenea *p*H-ul poate crea condiţii favorabile cînd este cuprins între 0,6—6.

Natura mineralogică a rocii favorizează acţiunea bacteriilor în cazurile cînd datorită altor factori, cum ar fi procesele hidrotermale, au suferit o alterare primară, cu formarea de minerale cu structură foioasă şi în general mai puţin rezistentă: biotitul, sericitul, minerale argiloase în general. Acti-

vitatea bacteriilor este mărită în aceste cazuri prin pătrunderea pe suprafețele de clivaj.

Alterarea de către microorganisme se realizează pe cale directă sau indirectă. Acțiunea directă rezultă din procesele de descompunere care au loc sub influența enzimelor, reacțiile chimice care au loc fiind: oxidarea, reducerea, hidroliza. Dintre acestea, activitatea oxidantă este cea mai importantă și se produce prin intermediul bacteriilor autotrofe, sub acțiunea oxigenului dizolvat în apă, și într-o măsură mai mică a oxigenului din compoziția apei. Procese de oxidare a compușilor sulfului și fierului au fost observate pe scară destul de mare la banatitele din zăcămîntul Moldova Nouă, în taluzele carierei nou deschise.

Procesele de oxidare sînt determinate de activitatea de sulfoferooxidare a thiobacteriilor și de concentrația de elemente chimice din minerale metalice (FeS_2). Datorită acestor reacții, fierul bivalent trece în fier trivalent (Fe_2O_3), iar S din pirită trece în H_2SO_4. În acest moment, activitatea ferooxidantă este frînată de formarea oxidului de fier trivalent, care se depune sub forma unui precipitat de culoare cărămizie (limonit). Cu cît roca are un conținut mai mare în pirită, activitatea thiobacteriilor este mai puternică, pînă la epuizarea fierului bivalent. Formarea precipitatului de culoare cărămizie, abundent la început, se stinge treptat.

Odată cu formarea H_2SO_4 valoarea *p*H scade la 2,5—4,2, favorizînd alterarea pe cale biochimică a feldspaților. Feldspații fiind hidratați și solubilizați, roca devine poroasă, apa pătrunde mai adînc, antrenînd în alterare zone mai profunde.

Cînd soluția apoasă capătă o concentrație suficient de mare, procesul de solubilizare a feldspaților încetează, dar formarea de H_2SO_4 în continuare face ca *p*H-ul soluției să scadă către medii mai acide, ușurînd astfel din nou procesele de alterare. În felul acesta ciclul se reia, noi suprafețe ale substratului mineral intrînd în reacții chimice și biologice. În cazul unui conținut ridicat de pirită și la un grad mai avansat de alterare hidrotermală, acțiunea sulfoferooxidantă este foarte puternică, alterarea rocii mergînd pînă la dezagregare.

Activitatea indirectă a microorganismelor se face prin intermediul produselor finale de metabolism ale bacteriilor. Ea poate fi de solubilizare, de precipitare, sau de absorbție, iar produsele de descompunere sînt în general acizi (citric, oxalic, butiric) care exercită o acțiune corosivă asupra mineralelor.

Cercetarea alterării prin bacterii comportă unele lucrări speciale, pentru identificarea și izolarea grupelor de microorganisme implicate în această acțiune. În ordine de lucru, acestea sînt:

— punerea unor fragmente mai mari de rocă în vase și acoperirea lor parțială cu apă distilată;

— colectarea și examinarea la microscop a unor probe luate de la suprafața rocii și de pe suprafața apei;

— izolarea principalelor grupe de microorganisme și prepararea de culturi, în care se urmărește modul de creștere a bacteriilor, apariția de forme noi, valoarea *p*H-ului, apariția unor compuși noi.

După un timp ales, se întocmesc situații și tabele, în care se prezintă sintetic evoluția procesului urmărit. Experiențe realizate pentru demonstrarea rolului microorganismelor în procesele de degradare a granodioritelor din cariera Moldova Nouă [8] au permis următoarele concluzii cu un caracter mai general:

— rocile sterilizate și menținute în condiții sterile au rămas nemodificate;

— rocile sterilizate și inoculate cu bacterii autotrofe, ferite de alte microorganisme prin acoperire, au prezentat după o perioadă lungă de la inoculare, un început de alterare;

— în fazele următoare s-au ivit și alte tipuri de bacterii precum și alge, ciuperci, protozoare;

— rocile sterilizate și apoi inoculate dar lăsate descoperite au avut aceeași evoluție însă mult mai rapidă;

— bacteriile care se dezvoltă în apă și pe suprafața fragmentelor de roci atacă în prima fază pirita și silicații de Na, K, Ca, care intră în componența granodioritului și mai puțin calcita, care intră în componența calcarelor. Granodioritele mai bogate în pirită au suferit o alterare mai pronunțată, devenind o masă dezagregată nisipoasă;

— prin dezvoltarea bacteriilor, lichidul de imersie, ca și suportul mineral, capătă un *p*H din ce în ce mai alcalin. Aceasta se datorează cantității din ce în ce mai mari de minerale mobilizate din structura rocilor.

Plantele superioare, ca și unele animale, contribuie la alterarea rocilor pe mai multe căi: absorbirea în soluții cu apă a unor compuși care le întrețin viața și creșterea, pătrunderea și dislocarea prin rădăcini a rocilor de la suprafață, producerea prin putrezire a unor acizi și enzime, care ușurează dizolvarea. Dacă luăm în considerare masa de vegetație care crește pe o suprafață și care se reface periodic ne putem imagina importanța absorbției. Datorită ei cantități mari de minerale sînt extrase din roci, pentru a fi trecute în țesutul vegetal. Se cunoaște preferința unor plante pentru anumite substanțe (plante silicicole, calcicole etc.) și care constituie uneori un criteriu de prospectare.

Aglomerate în cantități mari, corpurile vegetale sau animale generează depozite prin care elementele absorbite sînt restituite scoarței sub o altă formă (cărbuni, calcare, hidrocarburi etc.). Un produs larg răspîndit al plantelor, mai ales ierboase, este humusul, care constituie partea hrănitoare din soluri. În regiunile montane umede pe pante slab înclinate sau în regiunile de tundre, se dezvoltă o vegetație de mușchi, ferigi, mesteceni etc. care prin creșteri suprapuse duc la formarea depozitelor de turbă bogate în acizi humici. Infiltrați odată cu apa, aceștia duc la alterarea accentuată a rocilor de bază (ex. turbăriile din lanțul eruptiv din estul Transilvaniei, unde complexele andezitice peste care acestea zac, sînt puternic argilizate).

Cum s-a arătat, vegetația mare, lemnoasă, produce o puternică dislocare a rocilor prin rădăcini, creșterea acestora în apropierea fundațiilor putînd duce la deteriorări grave. În cursul evoluției geologice organismele au desfășurat asupra rocilor de la suprafața scoarței terestre o activitate atît de vastă încît particularitatea Terrei, ca planetă, este dată de prezența lor.

1.4. Activităţile omului şi alterarea rocilor

În stadiul actual al civilizaţiei, omul produce asupra rocilor de la suprafaţa scoarţei şi chiar pînă la mii de metri adîncime, procese de alterare, care prin amploare sînt uneori comparabile cu cele naturale. Principalele activităţi implicate în aceste procese sînt:

— explozii provocate cu scopul de a disloca volume mari de roci în timp scurt;

— deversarea în aer sau apă a unor produşi de mare agresivitate;

— modificarea reliefului prin extragerea din cariere de mari proporţii a unor materiale utile;

— excavaţii subterane, sub formă de camere sau galerii;

— tehnologii defectuoase la realizarea excavaţiilor în general;

— tăierea masivă a pădurilor, desţelenirea, irigaţiile, chimizarea solului

Datorită undelor de şoc (seismice) pe care le generează, exploziile duc în toate cazurile la lărgirea fisurilor existente şi apariţia a numeroase fisuri noi. Prin urmare, în masivul de rocă se produc dezechilibrări, căile de pătrundere a apei şi aerului se lărgesc şi se înmulţesc, iar procesele de alterare se accelerează. Frecvent apar prăbuşiri şi alunecări, care se resimt în zona de lucru sau de fundare a construcţiilor.

Cum în cele mai multe cazuri se consideră că exploziile nu se pot evita, trebuie să se dea o deosebită atenţie dozării cantităţilor de exploziv şi disipării energiei de şoc. Studiile întreprinse şi practica au dovedit că este în general preferabil ca explodările să se facă în găuri forate şi nu în galerii de mină; că efectul distructiv al exploziilor poate fi micşorat prin găuri forate anticipat pe contur; că forţa şi distanţa de transmitere a undelor de şoc pot fi micşorate prin fracţionarea exploziilor. Rămîne totuşi un deziderat ca să se adopte cît mai des mijloace nedistructive de excavare, cum sînt: tăierea (haveze, cabluri), hidromecanizarea, forarea. Din punct de vedere al conservării rezistenţei masivelor de roci şi de limitare la strictul necesar a excavaţiilor, aceste procedee, considerate în general prea costisitoare, aduc indiscutabile avantaje.

Deversarea în aer sau apă a unor produşi de mare agresivitate este una din formele grave ale poluării, cu mari efecte nu numai asupra faunei şi florei, ci şi asupra mineralelor din roci. Astfel sînt cunoscute efectele vizibil distructive asupra monumentelor şi clădirilor vechi din regiunile industrializate recent, ca şi corodarea în termen scurt a betoanelor şi armăturilor la clădirile în jurul cărora se deversează ape poluate. Se cunosc, de asemenea, cazuri de versanţi abrupţi şi taluze, care s-au deteriorat în urma poluării. Este evident că prin infiltrarea apelor încărcate cu substanţe active pot apărea efecte în adîncime la distanţe relativ mari. Infiltrarea acestor ape poate fi sporadică, la precipitaţii abundente, sau permanentă, din bazine în care se fac depozitări (iazuri de decantare ale centrelor de prelucrare a minereurilor, depozite de cenuşă de la termocentrale, bazine pentru ape uzate).

În regiuni cu roci solubile (calcare, gipsuri, sare) sau cu amplă activitate minieră, apele pot circula prin canale naturale, galerii, eventual foraje netubate. Rîurile intens poluate favorizează infiltrarea laterală a apelor agresive pe mari distanţe, în zone cu roci permeabile sau în strate cu ape intens exploatate. Modificarea reliefului prin exploatare la zi în cariere mari atrage modificări importante în mişcarea apelor de suprafaţă şi subterane, efectul fiind accentuat şi de lucrările hidrotehnice aferente, precum şi de pompările sistematice de mari proporţii (ex. v. Jiului—Rovinari, v. Motrului).

Excavaţiile subterane permit pătrunderea aerului şi a apei în interiorul masivelor de roci. Asociate, cum s-a arătat mai sus, cu efectele din explozii, aceste ape eventual poluate, produc modificări în natura mineralelor şi în special dizolvări pe scară mare. În cazul rocilor solubile se formează goluri care duc la prăbuşiri (doline). Prin colmatarea fundurilor dolinelor, sau a legăturilor spre galerii, se pot forma lacuri (Sovata, Baia Baciului, Slănic). Forajele adînci, prin care s-au extras cantităţi mari de petrol, gaze naturale, ape minerale şi potabile, sau săruri prin dizolvare, se înscriu în aceeaşi gamă de efecte.

Tehnologiile greşit alese sau aplicate, cum ar fi săparea la baza pantelor, întreruperea lucrărilor în faze nefinisate, stagnarea apelor, favorizează, uneori în timp surprinzător de scurt, alterarea în special a rocilor semistîncoase şi pămîntoase, ceea ce complică şi întîrzie execuţia lucrărilor, micşorînd şi gradul de siguranţă al lor.

Limitarea alterării provocate de activităţile umane constituie o problemă de tehnică, dar şi de conştiinţă. dat fiind că este de aşteptat ca efectele ei să crească considerabil, cu toate consecinţele negative asupra populaţiei globului.

1.5. Alterabilitatea mineralelor şi rocilor

1.5.1. Alterabilitatea mineralelor

Gradul de alterabilitate al mineralelor comune din roci poate fi redat în următoarea ordine crescîndă:

Cuarţul. Este cel mai rezistent mineral la alterarea chimică, păstrîndu-şi forma mineralogică în oricare din condiţiile existente la suprafaţa scoarţei. Din această cauză şi prin faptul că este foarte casant, cuarţul se separă în granule, cărora eroziunea le modifică doar conturul. Sub această formă el ia parte însemnată la alcătuirea rocilor sedimentare detritice. În anumite condiţii, în contact cu ape calde şi mineralizate, cuarţul este antrenat în soluţii coloidale, din care se redepune sub formă de concreţiuni în rocile sedimentare (silex, opal, calcedonie). Cuarţul constituie circa 15% din cantitatea rocilor cristaline şi 25% din cea a rocilor din scoarţa superficială.

Feldspaţii. Îşi păstrează identitatea mineralogică numai în cazul cînd se află într-un mediu arid, glacial sau în condiţii de sedimentare rapidă, legată de accentuarea reliefului prin mişcări tectonice. De obicei, ei trec în minerale argiloase (caolinit, montmorillonit, illit,), care se acumulează pe loc sau sînt antrenaţi cu apa în bazinele sedimentare, unde procesul de alterare poate continua, în funcţie de chimismul apelor. Cei mai rezistenţi la alterare sînt feldspaţii alcalini (ortoza, albitul), care alcătuiesc uneori] depozite de nisipuri cimentate sub formă de arene, iar cînd se formează pe seama granitelor, alcătuiesc grussuri granitice. Acestea sînt depozite prin excelenţă contientale. Feldspaţii plagioclaji sînt cei mai puţin rezistenţi şi aceasta cu atît mai mult cu cît sînt mai bazici (conţinut mare de Ca faţă de Na : labrador, anortit). Alterarea feldspaţilor este mult activată de prezenţa apelor freatice încărcate cu acizi humici. Feldspaţii participă cu 50% la alcătuirea rocilor cristaline, dar numai cu 30% la cea a scoarţei superficiale.

Micele. Se comportă diferit, după cum ne referim la mice leucocrate, aluminopotasice (muscovitul) sau la mice melanocrate, feromagneziene (biotitul). Primele sînt mult mai rezistente la alterarea chimică decît ultimele. Ambele se rod şi se exfoliază uşor trecînd deseori sub formă de solzi mărunţi în sedimente.

Micele slab depotasizate trec în hidromice sau în mice caolinizate. Fracţiunile foarte fine pot fi total argilizate. Biotitul, ca şi celelalte minerale femice, eliberează prin alterare mai întîi ionii de fier şi de magneziu. Primii se separă sub formă de oxizi, iar ceilalţi trec în soluţii, sau se fixează în reţeaua unor minerale argiloase din grupa cloritelor şi montmorillonitului, alături de siliciu şi aluminiu. Micele negre alterate capătă reflexe ruginii.

Amfibolii, piroxenii, olivina. Acestea sînt minerale uşor alterabile, care deşi participă cu 15% la formarea rocilor cristaline, constituie numai 1% din scoarţa superficială. Gradul de stabilitate şi indicele potenţialului de alterare, în conceptul mineralogo-petrografic, al principalelor minerale din rocile magmatice şi metamorfice, apar în tabelul 1.1 În prezenţa aluminei (Al_2O_3) ele trec în minerale argiloase, mai ales clorite, în oxizi solubili, care formează uneori zăcăminte acumulate în roci. Olivina este mineralul cel mai alterabil, motiv pentru care, practic, nu apare în rocile sedimentare.

Tabelul 1.1. **Seria de stabilitate şi indicele potenţialului de alterare a mineralelor comune din rocile endogene.** (după V. C. Papiu, 1960, adaptat)

Olivina	54
Augitul	39
Horblenda	36
Biotitul	22
Muscovitul	20,7
Plagioclazii calcici (labrador-anortit)	20
Plagioclazii intermediari (oligoclaz-andezin)	14—15
Plagioclazi alcalini (albitul)	13
Feldspaţi potasici (ortoza)	12
Cuarţul	0

Carbonaţii, sulfaţii, fosfaţii şi substanţele organice se alterează uşor, transformîndu-se în compuşi cu solubilitate mare.

Mineralele argiloase. Avînd în vedere că acestea sînt ajunse la gradul cel mai înalt de alterare, se modifică foarte puţin chimic, dar îşi schimbă consistenţa în prezenţa apei, putînd deveni curgătoare.

1.5.2. Alterabilitatea rocilor

Prin alterabilitate se definește capacitatea pe care o au rocile de a rezista factorilor de alterare. Ea depinde în primul rînd de efectul însumat al gradului de rezistență al mineralelor componente, alături de care intervin condițiile de zăcămînt, textură, structură. Pornind de la această definiție, rocile pot fi clasate în următoarea ordine crescîndă de alterabilitate:

1. Roci alcătuite preponderent sau exclusiv din mineralele silicei libere: cuarț, calcedonie, opal.

2. Roci alcătuite din silice liberă și silicați: feldspați, mice, amfiboli, piroxeni, minerale argiloase.

3. Roci alcătuite numai din silicați.

4. Roci alcătuite preponderent sau exclusiv din carbonați: calcit, aragonit, dolomit, mai rar siderit.

5. Roci saline alcătuite practic din cloruri sau sulfuri: sare, olivină, respectiv gips, anhidrit.

Primele trei grupe constituie de fapt cele mai de seamă roci din litosferă, calcarele și dolomitele alcătuind în medie doar 6—14% din masa rocilor sedimentare, care la rîndul lor constituie 5% din volumul litosferei. Rocile saline au o participare neglijabilă. Din punct de vedere ingineresc frecvența diferitelor roci în scoarță nu este însă semnificativă, o construcție putîndu-se situa într-o zonă în care prin excepție sînt concentrate roci din categoriile cu proprietăți fizico-mecanice scăzute.

Din cele arătate mai sus reiese că dintre componenții silicaților, redați sub formă de oxizi, primii care migrează prin procesele de alterare sînt oxizii metalelor alcaline Na, K și alcalino-pămîntoase Ca, Mg, urmînd fierul feros, care prin oxidare poate trece, sub formă trivalentă, în hematit sau limonit. Ultimele care migrează sînt silicea și alumina. În majoritatea cazurilor, din combinarea silicei cu alumina rezultă silicați de aluminiu hidratați, respectiv minerale argiloase (illite), care fixează potasiul în rețeaua cristalină. Sodiul nefixat în argilă se acumulează, sub formă de soluții, în apele marine. Ionii calciului, magneziului și fierului trivalent trec sub formă de săruri solubile (carbonați, sulfați) și reintră în circuitul litosferei prin precipitare, pe cale anorganică sau prin organisme. Principalele minerale silico-aluminoase (feldspații, micele) dau naștere la argile. Prin metamorfism-anatexie, argilele pot trece din nou în feldspați și mice, încheind în timp geologic marele ciclu care modifică continuu constituția scoarței (v. fig. 1.1).

Alterabilitatea mai pronunțată a plagioclazilor și a mineralelor femice face ca rocile magmatice bazice (gabbrou, diorit) să fie și ele mai alterabile: În domeniul metamorfic, aceasta se reflectă prin alterabilitatea mai mare a amfibolitelor față de gnaise și micașisturi și a acestora față de cuarțite. Pe de altă parte, alterabilitatea mai este influențată de structură și textură. Rocile foarte șistoase (șisturile cristaline, șisturile argiloase, marnoase etc.) se alterează mai ușor decît cele masive, cauza fiind exfolierea. La rocile endogene (magmatice sau metamorfice) gradul de cristalizare și mărimea cristalelor influențează în sensul reducerii alterabilității atunci cînd sînt mai mici și compacte și favorizînd-o atunci cînd sînt mari și grăunțoase. Rocile efuzive și aplitele sînt mai rezistente decît rocile intrusive, gnaisele și micașisturile gro-

siere. Totuşi, pegmatitele fac excepţie avînd o rezistenţă mai bună, derivînd din dimensiunile deosebit de mari ale cristalelor. Rocile argiloase, ale căror minerale reprezintă ultimul stadiu de alterare, sînt rezistente faţă de condiţiile de hipergeneză, de la suprafaţa scoarţei, în cadrul căreia s-au format prin procese de alterare chimică. Faţă de agenţii fizici alterabilitatea este condiţionată şi de gradul de litificare. Astfel, un argilit compact este mai rezistent decît argila plastică din care s-a format, în timp ce şisturile argiloase se alterează mai uşor, cu toate că au un grad de litificare mai mare, întrucît şistuozitatea favorizează dezagregarea. Rocile magmatice efuzive de curînd erupte, cu textură spongioasă şi friabilă, se dezagregă cu mult mai uşor decît magmele vechi, consolidate. Acelaşi raport se constată şi între piroclastitele recente faţă de cele vechi. Roci cu chimism şi conţinut mineralogic identic pot avea comportări diferite după gradul de compactare (de exemplu : nisipurile silicioase faţă de gresiile cuarţitice). Cataclazitele (roci zdrobite tectonic) manifestă o puternică creştere a alterabilităţii. Rocile sedimentare detritice au o alterabilitate foarte variată, întrucît componentele lor mineralogice pot varia pe o scară extrem de întinsă, materialul remaniat şi liantul fiind rareori de aceeaşi constituţie. Uneori material allogen foarte rezistent (cum ar fi granulele şi fragmentele silicioase) este cimentat cu minerale solubile : carbonaţi, gips, sare. Alteori în materialul remaniat apar minerale şi roci puţin rezistente, ca în cazul conglomeratelor şi breciilor, la care cimentul este acela care determină gradul de alterabilitate. Marnele avînd în componenţa lor carbonat de calciu sînt puţin rezistente la alterarea chimică, dar rezistă mai bine decît argila la contactul cu apa şi la eroziune. Calcarele şi dolomitele cît şi rocile calcaroase intermediare sînt puţin rezistente la apele acide încărcate cu bioxid de carbon.

Un rol subordonat revine acidului sulfuric, care se formează din hidrooxidarea hidrogenului sulfurat de natură organică sau juvenilă şi care imprimă o slabă reacţie acidă apelor vadoase. În astfel de medii, rocile carbonatice, inclusiv cimenturile din rocile detritice, trec în soluţii sub formă de sulfaţi, care sînt transportaţi de ape. Prin suprasaturare sulfaţii pot precipita sub formă de gips sau anhidrit. Carbonatul de magneziu este mai puţin rezistent la apele de precipitaţii decît carbonatul de calciu. Rezistenţa în general mai bună a dolomitelor faţă de calcare se explică prin structura granulară, de recristalizare, mai bine realizată, ştiut fiind că întotdeauna cristalele se dizolvă mai greu decît particulele amorfe. Calcarele şi dolomitele recristalizate metamorfic capătă o rezistenţă superioară la alterare, cu cît cristalele sînt mai mici şi mai strîns lipite. Pentru acelaşi motiv calcarele cristaline sînt mai rezistente decît marmorele zaharoide, cu cristale mari. Gipsurile şi sarea gemă trec cu uşurinţă în soluţii şi sînt improprii pentru fundare. În concluzia celor expuse, în tabelul 1.2 se prezintă alterabilitatea în ordine crescîndă a principalelor roci din litosferă.

Pe baza datelor expuse se poate face şi interpretarea transformărilor ce pot apărea în rocile de fundare, în urma unor procese fizice şi chimice generate de excavaţii subterane sau supraterane, de dizlocarea rocilor, de schimbarea regimului hidrogeologic şi al chimismului apelor. Aceste transformări pot duce în final la modificarea apreciabilă a caracteristicilor fizico-mecanice luate iniţial în calcul pentru diferitele roci în vederea dimensionării construcţiilor.

Tabelul 1.2. **Alterabilitatea principalelor roci din scoarța terestră (în ordine descrescîndă)**

Roci magmatice	Roci metamorfice	Roci sedimentare
— Cuarțuri filoniene — Opaluri — Roci acide (granite, aplite, porfire cuarțifere, dacite, riolite) — Roci intermediare (diorite, sienite, granodiorite, andezite) — Roci bazice (gabbrouri, diabaze, bazalte) — Roci ultrabazice (peridotite)	— Cuarțite — Gnaise, micașisturi — Amfibolite — Calcare și dolomite cristaline (marmore) — Șisturi sericitice — Șisturi cloritice — Șisturi talcoase și grafitoase — Serpentinite	— Cuarțite — Jaspuri — Gresii silicioase — Arcoze — Conglomerate și brecii — Grauwache — Piroclastite — Dolomite și calcare — Argilite, șisturi argiloase — Marno-calcare — Marne compacte — Gresii și siltite — Marne neogene — Crete, diatomite — Loesuri — Argile neogene, bentonite — Evaporite: gips, anhidrit, sare gemă (ușor solubile)
Roci magmatice și metamorfice cu diferite grade de argilizare. Piroclastite argilizate		

Sînt semnalate cazuri în care s-au putut observa transformări foarte rapide a unor roci recent scoase la lumină. Adeseori roci eruptive sau metamorfice rezistente și compacte, după realizarea unor galerii sau camere subterane, și-au pierdut calitățile la scurte intervale de timp (luni, săptămîni sau chiar zile), devenind practic lipsite de coeziune și solicitînd sprijiniri provizorii sau definitive. În afara acestor alterări rapide, există situații cînd în anumite roci se produc transformări lente, în acord cu compoziția lor mineralogică. Riscurile unor asemenea evoluții a rocilor în timp nu trebuie neglijate, deoarece pot duce la complicații tehnice și economice. În natură, din punct de vedere al alterării, se întîlnesc toate situațiile posibile : roci nealterate și nealterabile, roci nealterate și alterabile, roci alterate și alterabile în continuare, roci alterate care revin la stabilitate.

În geologia inginerească interesează atît starea de alterare cît și gradul de alterabilitate în timp (ca durată și intensitate). Aceasta datorită faptului că alterabilitatea rămîne cel puțin în parte o necunoscută, ce trebuie rezolvată pe parcurs, în faza de execuție și de exploatare a construcției. În schimb, alterarea (ca stare de fapt) poate fi destul de bine cunoscută, stabilindu-se chiar indici de alterare (raport între cantitatea de rocă nealterată și alterată).

Alterabilitatea trebuie evaluată deseori prin deducție, ca urmare a unor posibile procese chimice generate de conținutul mineralogic, chimismul apelor, vitezele de circulație, comportarea în contact cu aerul, cu apele, eventual agresive, adeseori în condiții de zăcămînt schimbate (decomprimări, fisurări, presiuni mari). În cadrul studiului respectiv se pot face aprecieri și numai

rareori precizări absolute. Alterabilitatea trebuie văzută de asemenea nu numai în condiţiile de temperaturi şi presiuni scăzute de la suprafaţă, ci şi sub influenţa acţiunilor mecanice şi chimice modificate. Formarea de noi minerale pe seama celor existente duce la schimbarea caracteristicilor fizico-mecanice de bază, ca urmare a modificării legăturilor cristaline şi a deranjării celor iniţiale. Amploarea schimbărilor este în funcţie de fenomenul care l-a provocat, de caracteristicile structurale şi texturale, de cele mineralogice şi de timp. Important însă este faptul că se fac, după cum s-a relevat, în sensul diminuării valorilor geotehnice, ca urmare a instabilităţii mineralelor nou formate şi a tendinţei, în continuare, de transformare a lor în minerale argiloase.

Studiile de geologie inginerească trebuie să permită conturarea zonelor alterabile în cadrul complexelor de roci, indicînd şi măsuri preventive. Astfel, trebuie făcute referiri asupra vitezelor de degradare în timp, în vederea stabilirii tehnologiilor de săpare, susţinere, protejare, betonare. Evoluţiile rapide, cu efecte spectaculare (deformaţii, prăbuşiri, fisurări etc.) trebuie sesizate din timp, prin măsurători adecvate. În asemenea condiţii nu se justifică restricţii economice privind tehnologiile, protecţia, susţinerea etc. În cazul alterabilităţii lente, nedetectabilă imediat, dar considerată ca posibilă, trebuie intervenit cu măsurători „in situ", analize mineralogice periodice, investigaţii geofizice etc. pentru a se putea lua din timp măsuri.

1.5.3. Parametrii de alterabilitate

Alterabilitatea fiind o predispoziţie ce poate fi stimulată de procese fizico-chimice evolutive, gradul ei poate fi redat în funcţie de reactivitatea materialelor fluide şi de extinderea suprafeţei de contact. Ceea ce se denumeşte efect de alterabilitate (E), poate fi deci exprimat printr-o funcţie empirică a suprafeţei discontinuităţilor din rocă (S), a reactivităţii între acestea şi apă şi a timpului de reacţie (t):

$$E = f(S \cdot t)$$

Analizînd fiecare parametru în parte constatăm că discontinuităţile sînt reprezentate prin macro- sau microfisuri iniţiale, cu grosimea $e \leqslant 1\ \mu$, la care se adaugă clivajele, şi contactele intergranulare.

Aceste elemente pot totaliza o foarte mare suprafaţă de contact între rocă şi fluid în comparaţie cu fracturile care au dimensiuni (lungime, grosime) mai mari, dar frecvenţă mai redusă. Orientarea în spaţiu a diverselor discontinuităţi este limitată de regulă la un număr redus de direcţii. În funcţie de grosime, continuitate şi sărituri ale compartimentelor sau blocurilor afectate, se deosebesc microfisuri, ($e \leqslant 0{,}1$ mm), în general dificil de deosebit cu ochiul liber, macrofisuri ($e > 1$ mm) în general deschise şi mai rar umplute cu material alterat sau de precipitare (de regulă calcit). Frecvenţa discontinuităţilor, ca şi suprafeţele acestora sau volumul golurilor existente, sînt măsurabile prin analize microscopice şi impregnări cu răşini colorate, pe probe orientate, prin măsurare de permeabilităţi sau porozităţi relative (permeametre, porozimetre etc.).

Cu aceste metode, presupuse cunoscute, prin calcule statistice bazate pe un număr mare de măsurători, pe tipuri de roci la diferite nivele, se calculează întinderea suprafețelor de discontinuitate, care se raportează la unitatea de suprafață, volum sau greutate — rezultînd „suprafața internă unitară de discontinuitate" (S).

În general se folosesc metode combinate, dar rezultatele sînt mai mult calitative și locale, datorită eterogenității rocilor.

În masivele de roci, discontinuitățile filtrează apa cu viteze variabile, în raport cu frecvența, deschiderea și gradientul hidrodinamic. În procesul de filtrare se produc dizolvări sau transformări ale mineralelor, care inițial se limitează la suprafețele de discontinuitate, iar apoi se extind în vecinătatea acestora, în funcție de densitatea rețelei de microfisuri și de natura mineralelor.

Fisurile inițiale ușurează drenarea, o difuzează lateral sau spre fracturile principale, făcînd posibilă impregnarea rocii cu substanțele purtate de apă, fie osmotic, fie absorbant, ca urmare a vitezelor reduse cu care se face filtrarea. Fracturile care se mențin pe direcții dominante clare dau posibilitatea creării unor viteze mai mari de filtrare și întrețin, sau alimentează local discontinuitățile mai mici. Ca o consecință a acestor procese de filtrare diferențiată, se produc transformări rapide sau lente ale mineralelor, spălări sau depuneri de minerale argiloase și de precipitație. În consecință punerea în evidență a acestor procese se limitează, în final, la măsurarea sau aprecierea suprafețelor de discontinuitate, care intră în contact cu apa și din care rezultă următorii parametri: suprafața internă unitară și alterabilitatea specifică a mineralelor constituente. În vederea evaluării acestor parametri se pot face experimentări pe eșantioane. Ținînd seama însă de cauzele foarte complexe care produc alterări în masa rocilor, se poate afirma că parametrii care trebuie luați în considerare în calculul alterabilității trebuie completați cu observații asupra conținutului mineralogic și asupra permeabilității rocilor. Aceasta din urmă este direct proporțională cu volumul și continuitatea golurilor.

În zona de circulație intensă a apei, deasupra nivelului hidrostatic, unde nu se fac rețineri de apă, alterabilitatea este minimă. În cazul cînd sînt totuși rețineri de apă, sau terenul se află sub nivelul hidrostatic, alterabilitatea este mai intensă. Rocile stîncoase, care au o importanță specială pentru amplasarea marilor construcții, în funcție de permeabilitate și implicit de alterare se pot diferenția în: *roci compacte*, în care circulația apelor este aproape nulă, și *roci fisurale*, în care circulația apei se face mai mult sau mai puțin ușor.

Pentru a determina alterabilitatea unei roci în timp sub efectul apelor de infiltrație, trebuie să cunoaștem gradul de alterare a rocii în zăcămînt, în condițiile naturale. Alterabilitatea se determină pe cît posibil pe eșantioane nealterate, sau al căror grad de alterare este cunoscut. Experiențele se fac în timp redus, fie cu substanțe care activează alterarea, fie cu apă. În cadrul acestor experiențe se constată modificări ale coeficientului de permeabilitate, ca și ale reactivării între rocă și apă, în timp. De exemplu, în rocile metamorfice și eruptive alterate, coeficientul de permeabilitate descrește, datorită degradării și umflării mineralelor argiloase existente pe fisuri. Acesta este deci un criteriu de reactivitate foarte important. Este necesară, de asemenea, analiza macroscopică sau microscopică a particulelor de rocă antrenată odată cu pomparea apei, pentru a constata dacă acestea provin din deplasarea unor

materiale vechi, preexistente în fracturi, sau sînt rezultatul unor dezagregări actuale. În eventualitatea unei asemenea antrenări fizice se ajunge la accentuarea considerabilă a alterării chimice. Aplicarea diverselor teste la roci de acelaşi tip, însă cu grade diferite de alterare, efectuate „in situ" sau în laborator, poate duce la o clasificare calitativă a alterabilităţii, astfel : *roci cu alterabilitate slabă* (cuarţit), cu *alterabilitate medie* (granit, arcoze, gnaise), cu *alterabilitate puternică* sau *foarte puternică* (peridotite, argile, marne).

1.5.4. Alterarea superficială şi reducerea în timp a rezistenţei rocilor

Evoluţia în timp a rezistenţei rocilor sub influenţa alterării superficiale şi cu deosebire a ciclurilor îngheţ-dezgheţ a putut fi observată şi studiată în taluzele deschise pentru obţinerea de platforme sau incinte pentru mari construcţii, cariere, amenajări urbanistice ş.a., concluzia fiind că acest proces este o funcţie de timp şi de adîncime, adică

$$R = f(t \cdot h)$$

În cazul cînd ne referim la modificarea după un număr de ani (t) a rezistenţei rocilor la suprafaţa masivului ($h = 0$), procesul se poate exprima prin următoarea ecuaţie exponenţială stabilită de cercetătorii de la institutul VNIMI din Leningrad

$$R = R_0 e^{-bt}$$

iar dacă ne referim la modificările ce pot avea loc în adîncimea masivului (h variabil), prin ecuaţia

$$R = R_0 \exp[-b \cdot t \exp(-kh)],$$

în care R este rezistenţa rocii aflate la adîncimea h, după un număr de t ani ; R_0 — rezistenţa iniţială a rocii ; t — timpul considerat ; b — coeficient denumit „indicatorul de rezistenţă al rocii" ; k — coeficient care caracterizează schimbarea rezistenţei rocilor în interiorul masivului.

Coeficienţii b şi k se stabilesc pe categorii de roci, prin cercetarea în laborator a variaţiei rezistenţei şi compararea ei cu rezistenţa iniţială. Valoarea coeficientului b se poate determina cu relaţia :

$$b = \frac{1}{t} \ln \frac{R_e}{R}$$

La rîndul său valoarea lui k se deduce astfel :

$$R_1 = R_0 \exp[-bt \exp(-kh_1)]$$

$$R_2 = R_0 \exp[-bt \exp(-kh_2)]$$

$$\ln = \frac{R_1}{R_0} = -bt \exp(-kh_1)$$

$$\ln \frac{R_2}{R_0} = -bt \exp(-kh_2)$$

$$\frac{\ln \frac{R_1}{R_0}}{\ln \frac{R_2}{R_0}} = \exp[k(-h_2 - h_1)]$$

$$k = \frac{1}{h_2 - h_1} \ln \left[\frac{\ln \frac{R_1}{R_0}}{\ln \frac{R_2}{R_0}} \right]$$

unde : R_1 este rezistența la momentul t la suprafață ($h = 0$) ; R_2 — rezistența la același moment t și adîncimea h.

Un exemplu de cercetare a acestei influențe asupra rezistenței rocilor îl constituie studiile întreprinse în România asupra taluzelor de margine ale carierelor de șisturi bituminoase și de banatite cuprifere, din care se prezintă într-o formă simplificată datele din tabelul 1.3.

Tabelul 1.3. **Variația rezistenței la compresiune a rocilor de la suprafața masivului ($h = 0$) în funcție de timp (valori medii)**

Roca	Rezistența rocii (kgf/cm²) în funcție de timp						
Timp	0 ani	3 ani	5 ani	10 ani	15 ani	20 ani	25 ani
Calcar brecios cu benzi de silice (Kimmeridgian)	1 298	1 119	1 014	787	611	479	371
Marne grezoase (Oxfordian)	1 611	1 389	1 258	976	759	594	461
Calcar marnos cu accidente silicioase (Callovian superior)	1 038	892	807	629	490	381	297
Marne calcaroase compacte (Callovian inf.)	1 196	1 031	934	725	565	441	342
Marnă argiloasă cu diaclaze cu calcit (Dogger)	433	318	262	160	98	59	35
Marnă argiloasă grezoasă (Dogger)	312	231	189	115	70	42	25
Marnă argiloasă fosiliferă (Dogger)	374	275	227	138	85	50	31

BCU IAȘI CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

În estimările cuprinse în acest tabel mărimea coeficientului b a fost considerată astfel :

— pentru marnele argiloase compacte, cu rezistențe la compresiune cuprinse între 100—500 kgf/cm², $b = 0{,}1$;

— pentru marnele calcaroase compacte, marno-calcarele cu accidente silicioase, marnele grezoase și calcarele brecioase cu benzi de silice, cu rezistența la compresiune în jur de 1 000 kgf/cm², sau mai mare, $b = 0{,}05$.

În URSS, în cadrul unor cercetări mai ample, s-a determinat domeniul de variație al coeficientului b pentru grupe de roci cu domenii de rezistență variată, așa cum se indică în tabelul 1.4.

În ce privește influența în adîncime a alterării, s-a constatat că odată cu depărtarea de suprafață, efectul acesteia asupra rezistenței în timp a rocilor se diminuează. Pentru exemplificare, în tabelul 1.5 sînt date, rezultatele acestor influențe pentru două puncte dintr-un masiv de gresie situate la adîncimea de 0,5 și 1,0 m.

Tabelul 1.4. **Valoarea indicatorului de rezistență b pentru cîteva roci studiate în U.R.S.S.**

Roca	Rc inițial, kgf/cm²	Coeficientul b
Argilite	15— 25	4,2 —5,6
Argilite-alcuritice	8— 40	3,5 —4,6
Gresii argiloase	4— 80	2,2 —3,5
Gresii caolinizate șistoase	20— 80	1—2
Gresii fine, tari	100—280	0,1 —1,3
Diabaze alterate	400—500	0,05—0,10
Roci slab fisurate și nealterate	>500	0,05

Tabelul 1.5. **Variația în funcție de timp și de adîncime a rezistenței la compresiune a unei gresii medii**

După t ani	Rc = kgf/cm²		
	la suprafață	la 0,5 m	la 1,00 m
3	347	374	394
5	314	364	391
10	244	359	380
15	190	350	371
20	148	342	362
25	115	335	355

La suprafață însă, aceeași gresie, care a avut o rezistență medie inițială de 403 kgf/cm², își reduce după 25 de ani rezistența la compresiune pînă la 115 kgf/cm².

Procedeul poate fi aplicat și la celelalte tipuri de solicitări la care sînt supuse rocile în masiv, necesitatea unor astfel de prognoze prezentînd o deosebită importanță la stabilirea protecțiilor de suprafață (torcret, brazde etc.) a taluzelor.

1.5.5. Alterabilitatea și condițiile de utilizare a rocilor

Studierea calitativă și cantitativă în laborator sau pe teren a alterării și alterabilității, trebuie să conducă în final la preîntîmpinarea efectelor negative în condițiile de execuție și de exploatare a construcțiilor. În acest scop

trebuie să se cunoască, pe lîngă solicitările la care urmează să fie supuse rocile din fundație, și posibilitățile de tratare în vederea opririi unor eventuale procese evolutive de alterare. De asemenea este necesar să se cunoască măsura în care anumite roci pot fi utilizate ca materiale de construcție (anrocamente și concasaj), conform cu reacția pe care o au cu apa, cimentul etc. Trebuie avut în vedere și faptul că adesori fisurația și, în legătură cu aceasta, permeabilitatea se modifică în urma executării uvrajelor.

În rocile stîncoase, un pericol deosebit îl prezintă stagnarea apei pe suprafețele de discontinuitate, întrucît se accelerează alterarea și se favorizează apariția presiunilor interstițiale, în măsură uneori să salte construcția, sau să provoace desprinderea de pe versanți a unor volume mai mari de rocă. În aceste cazuri sînt imperios necesare lucrări de drenaj.

Cercetările întreprinse asupra reactivității rocilor în procesul de alterare, funcție de suprafețele interne, au permis separarea următoarelor grupe :

1. Roci cu suprafețe interne unitare, puțin întinse și cu reactivitate neglijabilă. Aceste roci au stabilitate chimică și mineralogică bună și nu prezintă riscuri din punct de vedere al alterabilității. În această grupă intră rocile masive „sănătoase", la a căror componență participă minerale stabile (cuarț, unii feldspați, muscovitul).

2. Roci cu suprafața interioară redusă, dar cu reactivitate puternică. La aceste roci, reactivitatea este direct proporțională cu suprafața internă. În această categorie se cuprind granitele și gnaisele cu ortoză intrate deja într-o fază de alterare, cu suprafețele interne în contact cu apa și oxigenul. În acest caz, ca măsuri de prevenire, se acționează pentru reducerea suprafețelor interne (prin injectări), pentru reducerea reactivității rocii (prin evitarea fisurării în procesul de excavare), pentru izolarea imediată de contactul cu aerul (prin torcretare) și pentru izolarea de apă (prin injectare). Asemenea roci nu pot fi folosite ca piatră de concasaj sau pentru paramenți. Este bine să se știe de asemenea că nu pot fi suficient consolidate prin injecții, din cauza exfolierii și existenței unor pelicule argiloase pe suprafețele interne, ceea ce împiedică priza cimentului. Alterarea în timp a unor asemenea roci duce la formarea în cantitate mai mare a mineralelor argiloase și apariția presiunilor de umflare.

3. Roci cu suprafața internă unitară foarte dezvoltată și cu reactivitate slabă. Sînt reprezentate prin roci dure, conținînd minerale stabile (cuarț) însă foarte fisurate (cuarțite, gresii cuarțitice). Stabilitatea chimică le face acceptabile în special ca roci de concasaj. Fiind însă permeabile prin fisuri, în excavațiile subterane dau loc la viituri de apă și desprinderi din boltă, creind supraprofile.

4. Roci cu suprafața internă unitară mare și reactivitate puternică. Sînt rocile friabile, șistoase, foarte fisurate și alterate (micașisturi, granite alterate etc.). Aceste roci sînt și foarte alterabile, fapt care exclude folosirea lor ca agregate pentru betoane. Din astfel de roci nu se pot confecționa blocuri pentru paramenți. În fundații și în excavațiile subterane, ele trebuie ferite de contactul cu apa. În acest sens este necesară betonarea imediată și executarea de injecții în spatele cămășuielilor de beton, pentru evitarea extinderii zonei de alterare.

Din cele expuse reiese necesitatea practică de a se studia alterarea și alterabilitatea rocilor din fundații. Evoluția alterării poate fi uneori rapidă, de natură a depăși coeficienții de siguranță adoptați în calculele de proiectare și de a impune modificări radicale, fie în proiectare, fie în tehnologiile de lucru. Cîteva exemple pe care le prezentăm în continuare sînt concludente :

— În sectorul aval al galeriei de fugă a hidrocentralei Vidraru, de pe Argeș, o succesiune de argile marnoase oligocene a dezvoltat presiuni pe armăturile provizorii la un timp scurt (2—3 zile) de la punerea în contact cu aerul și vaporii de apă din galerie. Fenomenul a fost explicat în moduri diferite de specialiștii consultați, dar practic continuarea galeriei a fost posibilă numai prin schimbarea radicală a tehnologiei de lucru (excavații în etape, aplicare de plase, ancore și torcret, betonare definitivă la scurt interval).

— Starea înaintată de grusificare a granitului din sectorul Ogradena a făcut să renunțe la amplasamentul propus într-o anumită fază pentru hidrocentrala de la Porțile de Fier, iar descoperirea, în amplasamentul nou ales, în timpul execuției, a unei benzi late de material brecios la ploturile 3—5 ale barajului deversor a impus adîncirea excavațiilor și introducerea unui pinten aval.

— Gradul înaintat de alterare a ortozei din gnaisele oculare din versantul drept al barajului Vidra, de pe rîul Lotru, a dus la schimbarea tipului de baraj (anrocament în loc de beton în arc).

— Dizolvarea sării și gipsului din marnele salifere pe care este construit barajul Racova de pe rîul Bistrița obligă la injectarea periodică a rocii de fundare.

Alterarea betoanelor. Betoanele masive care se toarnă în fundațiile marilor construcții sau constituie în întregime corpul lor (ziduri de sprijin, baraje, cheiuri etc.), intră, după ce au fost puse în operă, în aceleași condiții de influență a mediului înconjurător ca și rocile. De aceea rezistența lor depinde nu numai de preparare și execuție, ci și de măsura în care sînt afectate de procesul de alterare. Am amintit că insolația puternică provoacă fisurări, îngheț-dezghețul repetat rupe legătura dintre agregate, apele agresive dizolvă cimentul și corodează armăturile din betoane. O problemă care privește de aproape studiul inginero-geologic, o constituie, însă, prezența în agregate a unor fracțiuni de minerale sau roci, care, datorită unor reacții cu liantul, slăbesc rezistența betoanelor. În această categorie intră silicea hidratată amorfă, șisturile calcaroase cu conținut de magneziu și dolomitele. Prin frecvență și efecte cea mai importantă este silicea. După un anumit timp ea duce la o reacție cu hidrații de alcalii (NaOH, KOH) care se formează în betoane din cimenturile normale bogate în alcalii, reacție care are loc cu o apreciabilă creștere de volum și în consecință cu fisurarea și expandarea betonului. În acest sens se citează cazul unui baraj de beton din SUA, care după 4 ani de la punerea în funcțiune a prezentat umflări și crăpături, de-a lungul cărora a apărut o masă gelatinoasă, formată din 80% SiO_2 hidratat, iar restul în majoritate alcalii [8]. Cercetarea agregatului a relevat prezența fracțiunilor de silice activă.

Principalele forme de silice activă sînt : opalul ($SiO_2 + nH_2O$), calcedonia ($SiO_2 + H_2O$), menilitul, diferitele concrețiuni din calcare (silexuri, chailluri, cherturi), unele roci alcătuite din schelete silicioase (radiolarite, spongolite,

diatomite), jaspurile, sticlele vulcanice, geizeritele, componenta sticloasă din rocile hipocristaline.

În țara noastră, principalele roci de acest gen sînt șisturile menilitice din Oligocenul flișului marginal extern și concrețiunile de silex din calcare și din creta senoniană. Șisturile calcaroase și calcarele dolomitice duc, în prezența hidroxizilor de alcalii, la formarea de hidroxizi de magneziu, cu mărire de volum. Stabilirea prezenței rocilor reactive în agregate se impune pentru a se ști dacă este cazul să se folosească cimenturi speciale sau să se caute alte agregate mai bune.

1.6. Depozite acoperitoare

Exercitată pe durată mare de timp, alterarea superficială contribuie la formarea unor depozite acoperitoare (eluvii, deluvii, coluvii, grohotișuri, soluri) care nu satisfac condițiile unei bune fundări, urmînd să fie îndepărtate, total sau parțial, funcție de clasa construcțiilor proiectate.

Eluviile sînt depozite care, datorită lipsei de pantă, rămîn pe locul unde a avut loc alterarea. La compunerea lor, iau parte particule de dimensiuni variabile, nesortate și nestratificate, cu forme relativ colțuroase, în care, din punct de vedere petrografic, se recunoaște o trecere gradată la roca de bază. Pe roci moi (argile, marne), particulele sînt fine și capabile să rețină apa ; pe roci, stîncoase, particulele sînt mari, uneori de metri cubi, formînd așa-numita „mare de piatră". Astfel de depozite se întîlnesc mai ales pe platourile înalte.

Deluviile sînt depozite acumulate pe pante, uneori fixate, alteori în mișcare, formînd porniturі. Materialul constitutiv își are originea în părțile mai înalte (ceea ce face ca deseori să nu semene cu roca aflată dedesubt) și nu este sortat ca dimensiuni și natură. Fragmentele mari sînt ușor rotunjite și înglobate într-o matrice argiloasă-nisipoasă, slab permeabilă. La diferite nivele apar frecvent suprafețe de alunecare internă. Deluviile au grosime în general mai mică sau pot lipsi pe pantele puternic înclinate ; pe versanții cu înclinări reduse grosimea lor este întotdeauna mai mare putînd atinge zeci de metri. Datorită matricei argiloase, deluviile rețin apa, au o coeziune redusă și își pot pierde stabilitatea cu ușurință, în cazul unor săpături chiar puțin adînci.

Coluviile ocupă baza versanților, unde materialul deluvial se acumulează și devine mai stabil.

Grohotișurile sînt depozite mobile, formate pe pantele cu înclinare mare, la baza unor pereți înalți, cu roci stîncoase la zi. Ele se alimentează continuu din partea superioară și trec la bază în deluvii sau aluvii.

Solurile sînt roci afînate, care se dezvoltă discontinuu, pe grosimi mici la suprafața scoarței terestre. Sînt constituite dintr-o parte minerală, scheletul,

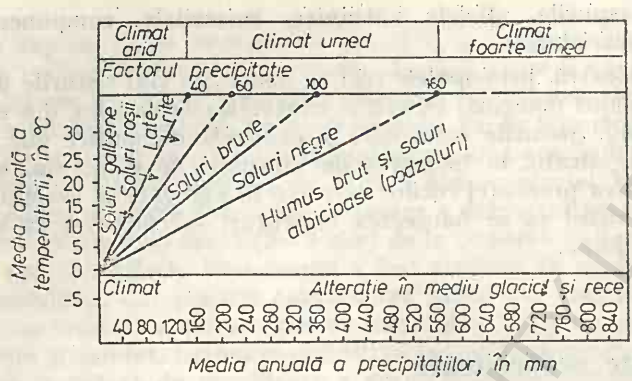


Fig. 1.6. Relația dintre sol și climă (după V. C. Papiu, 1960).

rezultată din alterarea de lungă durată a rocii de dedesubt și dintr-o parte organică, humusul, rezultată din transformarea resturilor de plante. Humusul ajută la creșterea vegetației reprezentînd partea fertilă a solului. Funcție de climă există o varietate mare de soluri, deosebite prin conținutul în humus, structură, natura scheletului mineral. Ele fac obiectul de studiu al pedologiei.

Din punct de vedere ingineresc, nici un sol nu poate fi admis ca teren de fundare. Avînd în vedere importanța solurilor pentru culturile agricole și faptul că formarea lor se petrece în timp îndelungat, constructorii sînt obligați prin lege să racleze, să conserve și să redepună solul de pe amplasamentele marilor construcții pe terenuri unde lipsește sau este insuficient.

Menționăm că în aceeași categorie, a depozitelor acoperitoare, se cuprind și aluviunile, dar ele au alt mod de formare și prezintă în multe cazuri condiții bune de fundare. Stabilirea limitei depozite acoperitoare/rocă de bază (prin care se înțelege formațiunea geologică, cu dezvoltare mare în adîncime) este necesară pentru fixarea adîncimii de fundare a construcției. În regiunile de munte și deal, această limită se recunoaște mai ușor, deosebirile petrografice fiind mai clare. În regiunile de șes, de vîrstă geologică mai nouă (Pliocen, Pleistocen), limita este mai greu de stabilit.

1.7. Zona de alterare

Procesele complexe și continue ce au loc pe suprafața scoarței conduc la formarea așa-numitei „zone de alterare", pe grosimea căreia, pînă la intrarea în roca de bază normală, rocile au un grad mai avansat de transformare. Studierea ei prezintă importanță pentru inginerul geolog, întrucît nu constituie un material corespunzător pentru fundarea construcțiilor grele, destinate unor funcționări de lungă durată. Grosimea zonei de alterare variază de la cîțiva centimetri pînă la zeci de metri, în funcție de rocă, condiții hidrogeologice, climă, relief, etc. În general nu se poate trage o limită strictă a acestei

zone, în natură existînd o trecere gradată la roca de bază nealterată. Practic, limita se consideră la adîncimea de la care roca satisface condițiile de rezistență și stabilitate pentru obiectivul proiectat. Sînt situații în care zona de alterare prezintă grosimi foarte mari, care pot depăși limita de investigație, cum se întîmplă atunci cînd o zonă de brecifiere tectonică sau de argilizare hidrotermală atinge suprafața. În asemenea situații este preferabil să se renunțe la amplasamentul proiectat, dacă nu sînt posibile adaptări speciale de fundare.

Menționăm că în regiunile cu climă caldă și aridă, zona de alterare, deși este adîncă, rămîne adesea camuflată de starea de uscăciune, în care rocile au, aparent, rezistențe corespunzătoare. În eventualitatea proiectării unor lucrări, care urmează să pună aceste roci în contact cu apa (baraje, canale) trebuie procedat cu prudență, nefiind exclusă o comportare defavorabilă (înmuiere, antrenare cu apa ș.a.).

Ca și în cazul depozitelor acoperitoare, recunoașterea precisă a grosimii zonei de alterare este necesară pentru a putea stabili adîncimea de fundare și deci volumele de roci care trebuie excavate, iar în cazul carierelor, pentru evaluarea descopertei.

1.8. Metodica de cercetare a alterării și a alterabilității

Stabilirea gradului de alterare a unui masiv de rocă, evaluarea alterabilității și a rezistenței sale în timp, necesită un studiu complex de teren și laborator, după o tematică adaptată la fiecare caz în parte. În linii generale acesta cuprinde :

Studii de teren :

— cartarea geologică-tehnică detaliată a zonei, prin care se determină tipurile de roci, limitele geologice, macro și microfisurația, etc. ;

— colectarea de probe caracteristice, în special din punctele unde rocile prezintă stadii mai accentuate de zdrobire și alterare ;

— observații asupra condițiilor climatice : variații de temperatură, de umiditate, mișcarea aerului ;

— observații asupra vegetației, inclusiv microflora ;

— observații hidrogeologice și hidrologice ;

— observarea efectelor din eventualele activități umane : fisuri din explozii, deversări de ape agresive, excavații etc. ;

— determinarea gradului de rezistență a rocilor în masiv înainte și după începerea unor lucrări. Procedeul cel mai uzitat este măsurarea vitezelor de propagare a undelor seismice longitudinale și transversale și stabilirea „indicelui de alterare-fisurare", în diferite etape. În România este adoptată în acest scop următoarea formulă :

$$\frac{V_{max} - V_{ef}}{V_{max} - V_{min}}$$

Studii de laborator:

— încercări periodice asupra proprietăților fizico-mecanice ale rocilor;

— analiza chimică a probelor de roci;

— examinarea în secțiuni subțiri a probelor de roci, cu referire specială la indicii de alterare. În cazul argilelor se fac determinări specifice pentru recunoașterea tipurilor de minerale;

— analiza chimică a probelor de apă.

Atît studiile de teren cît și cele de laborator, se repetă la intervale de timp judicios alese, iar rezultatele se interpretează și se compară, în vederea relevării modificărilor survenite în starea rocilor.

Rezultatele obținute într-o etapă se sintetizează sub formă de tabele, în care se indică: formațiunea geologică și roca, gradul de alterare primară, compoziția mineralogică, compoziția chimică, caracteristicile geotehnice (în stare netulburată și după realizarea excavațiilor). Din punct de vedere ingineresc este necesar să se separe alterarea primară, cauzată de factorii care au intervenit în evoluția geologică a masivului de rocă pînă la data observației, de alterarea secundară, ce se poate produce în perioada în care se realizează construcția și pentru care se prevede folosirea ei. Studiile trebuie să conțină recomandări și măsuri pentru reducerea efectelor alterării primare. Cu toate că alterarea este un fenomen natural inevitabil, care face parte din marele ciclu de transformare a scoarței, ea poate fi redusă ca intensitate, prin procedee inginerești, dintre care amintim:

— fundarea strictă sub adîncimea de îngheț-dezgheț;

— injectarea unor substanțe rezistente sau izolante;

— drenarea, colectarea și canalizarea apelor, în special a celor agresive;

— evitarea săpăturilor în roci neconsolidate și cu apă; adoptarea în aceste situații a unor fundații speciale (piloți, coloane, pereți mulați etc.) și luarea unor măsuri speciale de protecție;

— evitarea întreruperilor în execuție, în special la excavațiile în care se colectează apă;

— turnarea betoanelor de fundație aderent cu roca;

— realizarea de borduri, radiere la construcțiile care se dezvoltă în plan orizontal și de masive de beton în trepte pe contur, la construcțiile care se extind pe versanți.

Funcție de natura construcției, a terenului și inventivitatea proiectanților se pot adopta și alte măsuri.

Bibliografie

1. Băncilă I., Papiu V. C., (1974). *Alterarea și alterabilitatea rocilor*, CMB, Paris.
2. Benea St., Rusu E., Popescu M., Mihăilescu L. (1978). *Influența factorilor naturali și tehnico-minieri asupra caracteristicilor de rezistență ale rocilor din taluzele de margine ale carierei Anina.* Biblioteca IMESB Anina.
3. Fotă D., Panait D., Mihăilescu L. (1980). *Documentație tehnică privind realizarea taluzelor de margine a rocilor situate în acoperișul zăcămîntului de șisturi bituminoase în zona Ponor a carierei Anina.* Biblioteca IMESB, Anina.

4. Gidigasu M.D. (1976). *Laterite soil engineering Elsevier* s.p.c. New-York.
5. Papiu V.C. (1960). *Petrografia rocilor sedimentare.* Editura ştiinţifică, Bucureşti.
6. Papiu V.C. (1960). *Studiul petrografic al rocilor cristalofiliene din bazinele rîurilor Sebeş şi Lotru.* I.S.P.H. — Bucureşti.
7. Patrick L., Abbott and Gary Peterson (1978). *Efects of alteration.* Journ. of. sed petr. vol. 48.1. Tulsa Oklahoma, USA.
8. Popescu M., şi Mocanu A. (1980). *Metodă rapidă de urmărire pe teren a gradului de alterare a rocilor.* Rev. Mine Petrol şi Gaze, nr. 3, Bucureşti.
9. Steopoe, H. (1965). *Durabilitatea betoanelor.* Editura tehnică, Bucureşti.
10. Tufescu V. (1966). *Modelarea naturală a reliefului şi eroziunea accelerată.* Editura Academiei R.S.R., Bucureşti.
11. Zaruba Q. şi Mencl V. (1954). *Geologia Inginerească*, Praha.
12. * * * (1972). *Indicaţii metodologice la studierea degradării şi alterării rocilor din taluzele carierelor de cărbune.* Inst. VNIMI — Leningrad.

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

2. MASIVE DE ROCI ŞI STRUCTURI

I. Băncilă : subcap. 2.1 D. Fotă : subcap. 22. şi 2.3

În geologia inginerească termenul „masiv de rocă" se foloseşte pentru a indica acea parte din scoarţa terestră — totdeauna restrînsă — care intră sub influenţa eforturilor generate de o activitate inginerească de construcţie sau de exploatare a unor substanţe minerale. Prin ea se dă de fapt un sens mai cuprinzător expresiei „teren de fundare".

În mod similar termenul „structură" se referă la partea construită de om, care se dispune pe masivul de rocă prin intermediul unei fundaţii.

Experienţa arată că între capacitatea globală de rezistenţă a masivului de rocă, eforturile aplicate de structură şi deranjamentele intervenite prin execuţie-exploatare, există o strînsă interdependenţă, care în final condiţionează stabilitatea operei inginereşti.

Istoria dezvoltării construcţiilor a dovedit că în timp ce tehnica inginerească, de proiectare şi execuţie a structurilor, a ajuns la un înalt grad de perfecţionare, tehnica de investigare şi adaptare la condiţiile masivelor de roci a rămas în urmă, lăsînd să persiste în această privinţă un factor de risc. Reducîndu-le la ceea ce este esenţial, întrebările ce se pun în prezent referitor la reacţia masivelor de roci la solicitări ar putea fi grupate astfel : care sînt caracteristicile reale ale masivelor ; în ce mod pot fi acestea aproximate cantitativ, astfel ca să poată fi introduse în calculele de proiectare şi de asigurare în timp a stabilităţii cuplurilor, construcţie — teren de fundare şi element de rezistenţă — masiv de rocă.

2.1. Însuşirile naturale ale masivelor de roci

Ca parte constitutivă a scoarţei terestre masivele de roci reflectă un episod din geneza şi evoluţia de lungă durată a acesteia, ceea ce face ca însuşirile lor să fie complexe şi de o nuanţă în primul rînd proprie geologiei. Referindu-ne însă numai la caracteristicile geomecanice, principalele particularităţi ale masivelor de roci sînt : neomogenitatea, stările de tensiune, anizotropia şi deformabilitatea.

Neomogenitatea. Este o însuşire care deosebeşte esenţial masivul de rocă de materialele de construcţie şi care face improprie aplicarea fără rezerve în acest caz a teoriilor asupra rezistenţei. Principalele cauze care crează neomogenitatea masivului de rocă sînt :

— variaţia constituţiei litologice (petrografice) ;
— prezenţa unor suprafeţe de separaţie, în general numite discontinuităţi ;
— prezenţa de zone cu grad variabil de alterare şi alterabilitate ;
— prezenţa de zone cu permeabilitate diferită ;
— prezenţa de goluri din dizolvare, spălare sau răcire.

Primele patru cauze sînt generale şi coexistă, în timp ce ultima constituie o particularitate, care se poate adăuga.

a. Variaţia în limitele aceluiaşi masiv a constituţiei litologice-petrografice (şi implicit a proprietăţilor geomecanice) este adesea importantă, chiar dacă suprafaţa de referinţă nu este prea mare. De exemplu, ecluza Cernavoda de pe canalul Dunăre—Marea Neagră, lungă de 400 m şi lată de 100 m, se situează în parte pe argile marnoase, în parte pe calcare stratificate. Barajul Secu (V. Iadului), lung de 350 m şi lat de 90 m, acoperă în versantul drept dacite compacte, iar în versantul stîng riolite intens fisurate şi şisturi grezo-marnoase parţial brecificate.

La construcţiile de suprafaţă cu dezvoltare mare în lungime (canale, căi ferate, drumuri) sau la cele subterane (galerii hidrotehnice, tunele de cale ferată) variaţia rocilor este totdeauna prezentă, impunînd sectorizarea masivului de rocă şi prevederea unor măsuri speciale pentru aducerea condiţiilor de teren la o valoare medie, care să permită adoptarea unui număr limitat de tipuri de construcţii.

Schimbări mai importante ale tipurilor de roci apar numai în adîncime în cazul rocilor sedimentare cu dispoziţie orizontală sau puţin înclinată, iar la cele cutate, lateral. Schimbările bruşte sînt determinate de interpunerea faliilor cu decalaje mari, de prezenţa eroziunii, discordanţelor sau alunecărilor vechi. În asemenea situaţii distribuţia caracterelor geomecanice elementare urmează distribuţia rocilor.

b. Se consideră *discontinuitate* orice suprafaţă după care rocile care intră în componenţa masivului sînt întrerupte, iar calitatea de „monolit" este anulată într-un grad mai mare sau mai mic. Din categoria discordanţelor fac parte: şistozitatea, stratificaţia, discordanţele stratigrafice, faliile şi fisurile.

Studiul discontinuităţilor şi al influenţei lor asupra rezistenţei globale a masivului de rocă necesită atît observaţii minuţioase de teren cît şi mijloace pentru o redare clară.

Şistozitatea este caracteristică masivelor de şisturi cristaline, în special celor epizonale, iar stratificaţia rocilor sedimentare, în special detritice. Poziţia şi caracterul lor sînt de regulă uşor de observat şi măsurat. Influenţa pe care o au asupra stabilităţii şi rezistenţei masivului depinde de gradul de slăbire a aderenţei pe suprafeţele des repetate sau eventual, numai pe unele din ele supuse alterării sau circulaţiei apei. În mod deosebit influenţează poziţia faţă de suprafaţa liberă a masivului. Astfel cînd direcţia şi înclinarea planelor de şistozitate sau stratificaţie concordă cu direcţia şi panta suprafeţei libere, se pot produce alunecări a căror amploare depinde de distanţa pe care se păstrează aceste condiţii şi de măsura în care se produc eroziuni sau se fac săpături la piciorul versantului. Activări importante pot avea loc în urma ridicării nivelului apei în lacurile de acumulare.

Poziţia planelor de şistozitate-stratificaţie se poate schimba în cuprinsul aceluiaşi masiv, ca urmare a cutării, dar chiar în cazul unei poziţii constante, variaţia de formă a masivului sau de dispoziţie a construcţiilor pot crea raporturi schimbătoare — conforme sau neconforme cu faţa liberă. La realizarea săpăturilor în spaţii închise (incinte), ca şi la realizarea fundaţiilor pe versanţi trebuie să se ţină seamă de toate aceste relaţii.

Faliile sînt discontinuităţi de origine tectonică al căror rol în producerea unor accidente grave este clar dovedit. Faliile cu decalaje mari şi însoţite de brecii, introduc în masiv importante suprafeţe de minimă rezistenţă, cu dezvoltare mare, astfel că masivul se separă în compartimente relativ independente. În cazul cînd poziţia faliei concordă cu suprafaţa liberă a masivului, compartimentul superior se poate deplasa în mod natural, sub atracţia gravitaţiei, sau şi cu atît mai mult prin aplicarea unor eforturi. Cînd eforturile date de construcţie se concentrează pe direcţia faliei, unul din compartimente poate avea o comportare diferită. Cînd eforturile sînt normale pe direcţia faliei şi aceasta este însoţită de material brecifiat, tasarea acestuia este mai mare decît în rocile din jur. Cînd faliile principale sînt însoţite de alte falii secundare, compartimentele se înmulţesc, dimensiunile lor se reduc şi rezistenţa în ansamblu a masivului scade.

Nuanţa justificat pesimistă pe care faliile o introduc în considerarea masivelor de roci nu trebuie să atragă însă în mod obligatoriu renunţarea la amplasamentele alese. Aceasta cu atît mai mult cu cît practic arată că aproape nu există masivele de roci lipsite de falii, chiar în zone cu tectonică liniştită. Problema care se pune, este aceea de a cunoaşte numărul şi caracterul faliilor şi de a lua în proiect măsurile corespunzătoare, lucru care nu este simplu, pentru că de multe ori prezenţa faliilor este observată abia în cursul excavaţiilor grosiere, cînd lucrarea este deja angajată. În acest caz, măsurile necesare se aplică în etapa de execuţie, chiar dacă costul lor depăşeşte evaluările din proiect.

Fisurile sînt discontinuităţi de întindere mai mică, dar se pot repeta în aşa măsură încît să dea masivului de rocă aspectul unei zidării. După origine ele pot fi naturale şi artificiale. Fisurile naturale apar în urma pierderii apei din sedimente, a pierderii substanţelor volatile în procesul de metamorfism, a contracţiei prin răcire a magmelor şi, în general, în urma comprimărilor şi destinderilor generate de forţele tectonice, ca şi de alterările de suprafaţă.

Fisurile artificiale sînt fisurile provocate de explozii sau de excavaţii la taluze puternic înclinate.

Lungimea fisurilor poate să fie de la cîţiva centimetri la zeci de metri, iar deschiderea de la microni la decimetri. Spaţiul dintre feţele fisurilor poate fi liber sau obturat cu material provenit din dezagregare sau transportat de ape, de regulă materiale argiloase. Numărul fisurilor variază în limite largi, dar în general sînt mai dese în zona superficială unde diverselor cauze li se adaugă alterarea.

Totalitatea fisurilor dintr-un masiv alcătuiesc „reţeaua de fisură" a acestuia. În cadrul reţelei, fisurile se pot întretăia sau pot să fie paralele, alcătuind „sisteme" cu direcţie şi orientare comună. De cele mai multe ori, reţeaua de fisuri a rocilor se distribuie în trei sisteme principale, care se intersectează în unghi drept. În rocile sedimentare unul din sisteme urmăreşte stratificaţia, iar celelalte două sînt perpendiculare pe primul. În rocile eruptive sau în masivele situate în zone tectonizate, fisurile alcătuiesc o reţea poligonală, compusă dintr-un sistem principal, în care sînt cuprinse fisuri mai puţin ordonate, care determină formarea structurilor în blocuri. În cazul rocilor efuzive şi intrusive sistemul de fisuri coincide cu direcţia de curgere

a lavei, la care se adaugă, în cazul rocilor bazice, fisurile perpendiculare, formate prin răcire. De multe ori rocile metamorfice și eruptive, iar dintre cele sedimentare gresiile în strate cu grosimi de ordinul metrilor au o fisurație neordonată, rezultată dintr-o generație mai veche de fisuri, formate la adîncime în urma mișcărilor tectonice și o generație mai nouă, formată sub influența alterării.

O imagine generală cu privire la influența fisurării asupra gradului de separare în blocuri a masivelor de roci, o oferă datele din tabelul 2.1, în care se prezintă o clasificare în funcție de aproape tot ceea ce se poate spune geometric despre un masiv fisurat.

Tabelul 2.1. **Gradul de fisurare a masivelor de roci dedus din dimensiunile medii ale blocurilor de rocă separate natural**

Categoria de fisurare	Gradul de fisurare	Fisurare specifică (fisuri pe metru liniar)	Dimensiunea medie a blocurilor separate natural (în metri)	Conținutul procentual al separării în masiv pentru dimensiuni mai mari de:		
				+0,3 m	+0,7 m	+1 m
I	Foarte fisurate (blocuri)	>10	pînă la 0,1	pînă la 10	aproape zero	—
II	Puternic fisurate (blocuri medii)	2—10	0,1—0,3	10— 70	<30	<5
III	Mediu fisurate (blocuri mari)	1— 2	0,5—1,0	70—100	30— 80	5— 40
IV	Puțin fisurate	1—0,65	1,0—1,5	100	80—100	40—100
V	Practic monolit (blocuri excesiv de mari)	<0,65	<1,50	100	100	100

c. Gradul de alterare în masiv poate varia în limite largi. S-a amintit situația de la barajul Vidra-Lotru, unde versantul drept relativ intens a impus schimbarea tipului de baraj (anrocamente în loc de beton). Alterarea însoțește de regulă zonele intens fisurate sau brecifiate.

d. Permeabilitatea în masiv variază în funcție de natura rocilor și de discontinuități. La rocile sedimentare stratificate permeabilitatea este influențată de eventualele intercalații cu porozitate mare (nisipuri, pietrișuri), fapt care trebuie avut în vedere în cazul construcțiilor situate pe formațiuni noi, cu strate slab cutate (ex. hidrocentralele de pe văile Oltului, Argeșului, Bistriței, termocentralele Rovinari, Turceni etc.).

La rocile stîncoase predomină permeabilitatea prin fisuri și brecii de falii (barajele de munte în general). De ea depind o serie de factori de o deosebită importanță atît pentru rezistența masivului cît și pentru stabilitatea structurilor [presiuni hidrodinamice — subpresiuni — presiuni interstițiale, antrenări de materiale].

e. Golurile rezultate din dizolvare sau spălare constituie o caracteristică a masivelor în componența cărora intră roci solubile.

Desigur amplasarea construcțiilor pe roci foarte solubile (anhidrit, gips și mai ales sare) nu este permisă, dar se cunosc cazuri în care prezența acestor roci nu a fost îndeajuns de bine stabilită sau luată în considerare (de ex. la barajul Mequinenza din Spania, fundat pe strate de gips alternînd cu strate de lignit, s-au produs cu timpul infiltrații foarte mari; barajul Racova de pe valea Bistriței, fundat pe marne cu slabe intercalații de gips primar, necesită injectarea periodică pentru umplerea golurilor; conducta de gaze de la Tg. Ocna a trebuit să fie mutată din cauza prăbușirilor într-o zonă cu vechi exploatări de sare etc.).

Fundarea pe calcare, roci cunoscute atît prin dezvoltarea în masa lor a golurilor carstice cît și printr-o circulație haotică a apelor, este adeseori acceptată, datorită calităților mecanice în general bune, dar o asemenea soluție atrage după sine riscurile ce pot să apară pe neașteptate. (De ex. un grup de locuințe din nordul orașului Moscova s-a avariat în urma prăbușirii calcarelor pe care erau fundate; amplasamentul termocentralei de la Combinatul petrochimic Giurgiu a trebuit să fie mutat în urma prăbușirii în golurile carstice a aluviunilor acoperitoare; barajul Tarbela din Pakistan s-a rupt din cauza golurilor carstice care înconjurau galeriile de aducțiune, etc.).

Riscurile fundării pe calcar pot fi însă eliminate prin studii corespunzătoare, urmate de umplerea golurilor prin injecții. Studiul geologic general rămîne baza de recunoaștere în regiunile carstice.

Tensiunile naturale. În interiorul scoarței tereste, rocile se află într-o stare de tensiune, determinată atît din comprimarea exercitată în cursul evoluției geologice, de suprapunerea a noi și noi roci, (cunoscută sub denumirea de presiune litostatică sau sarcină geologică) cît și de tensiunile care au rămas în masiv în urma intervenției unor presiuni orientate (stress) de natură tectonică. Ele sînt relevate de expandările ce au loc în tunele, în diverse excavații și prin dilatarea carotelor extrase din forajele adînci.

Latente prin natura lor, tensiunile interne (sau stările de comprimare) se pot elibera și deveni active atunci cînd cauzele care le-au generat dispar sau se modifică, dînd loc procesului de decomprimare. Întotdeauna fenomenul de decomprimare a rocilor este însoțit de o creștere în volum spre suprafețele libere ale masivului, ceea ce pentru amenajările de la suprafață sau din subteran poate însemna și o forță de împingere activă.

În mod natural suprafața scoartei terestre pe o adîncime nu prea mare (15—20 m) este eliberată de tensiuni și ca atare în această zonă nu se produc decomprimări.

În regiunile cu relief sters, cu procese de acumulare în curs, starea de comprimare se conservă mai bine decît în regiunile cu relief accidentat, unde degradarea a îndepărtat și îndepărtează noi și noi volume de roci. Decomprimarea avansează odată cu eroziunea și cu excavațiile atunci cînd acestea au loc. În cazul excavațiilor decomprimarea este pusă în evidență prin apariția de presiuni și umflări. În cazul lucrărilor de la suprafață, decomprimarea determină modificarea cotelor de fundare, desaxarea instalațiilor, iar în cazul lucrărilor subterane duce la apariția unor eforturi mari asupra

elementelor de susținere. În cazul rocilor argiloase decomprimarea, ca proces rezultat din stările de tensiune internă, nu poate fi total separată de procesul de „gomflare".

Înregistrarea și măsurarea presiunilor generate de decomprimare se fac prin intermediul modului de deformație stabilit pe probe de laborator sau în situ (cu dilatometrul de foraj, prin încercări cu prese sau prin măsurători geofizice). Scopul măsurătorilor este acela de a obține date pentru a așeza fundația pe cît se poate la limita zonei de decomprimare, ceea ce în fapt este posibil numai prin adoptarea unor procedee speciale (coloane, piloți, puțuri, betonate). Cînd asemenea soluții nu pot fi adoptate se apelează la alte procedee, așa după cum ar fi injectările în cazul rocilor stîncoase, sau la adîncirea fundației corespunzător decomprimării calculate, în cazul rocilor semi-stîncoase sau pămîntoase.

Anizotropia. Este o stare care decurge din condițiile arătate mai sus. Ea constă în faptul că proprietățile fizice și mecanice variază după direcția în care sînt considerate față de principalele neomogenități, respectiv șistozitatea, statificația, falierea și fisurarea. Este dovedit că experimentele efectuate în situ, la care forțele sînt aplicate perpendicular pe diversele suprafețe dau rezultate diferite de cele la care forțele sînt aplicate paralel sau oblic.

Practic anizotropia se exprimă prin parametrii de deformabilitate și rezistență la forfecare, care, așa cum rezultă din remarca de mai sus, prezintă în același masiv, valori minime și maxime după direcția considerată. Raportul dintre aceste valori se poate da ca un „indice de anizotropie" (vezi subcapitolul 3.06.01 din volumul I). Acest indice nu pare să aibă o valoare cantitativă utilizabilă, constituind doar un indiciu asupra domeniului de variație. Aceasta cu atît mai mult cu cît în masivul de rocă pot exista discontinuități neordonate. Intervenția în sistemul oarecum ordonat în care se manifestă anizotropia (șist-strat-fisuri) a suprafețelor neordonate de tipul faliilor cu direcție, înclinare și parametri fizico-mecanici total diferiți, duce la separarea masivului în compartimente sau blocuri în care deseori orientarea suprafețelor ordonate se modifică, creind alte direcții de variație. La calculul rezistenței globale a masivului trebuie să se țină seamă de perturbarea introdusă de falii. Cercetarea și reprezentarea din acest punct de vedere a masivului de rocă este absolut necesară, știut fiind că eforturile transmise pot devia de la traseul teoretic, pentru a urma suprafețele (sau direcțiile) de minimă rezistență.

Deformabilitatea constă în modificarea formei și volumului masivului de rocă, ca urmare a caracteristicilor geomecanice a rocilor ce-l compun și a solicitărilor la care este supus. Ea poate duce la tasarea construcției peste limitele admise, la tasări neegale sau chiar la ruperea rocilor de sub fundație. Masivele constituite din roci necoezive slab consolidate, sau intens fisurate, ca și cele permanent supuse influenței apei, sînt în general mai deformabile. Aceasta se exprimă și se aproximează valoric prin modulul de deformație stabilit pe probe în laborator sau încercări în situ.

Asupra caracterului deformației (plastic-vîscos-elastic) s-a discutat mult, aceasta fiind una din problemele fundamentale ale mecanicii rocilor. Problema va fi expusă mai pe larg în subcapitolul rezervat fluajului rocilor.

În lumina celor de mai sus și raportate la scara scoarței terestre, masivele de roci apar de regulă ca niște corpuri mai mult sau mai puțin neomogene și anizotrope, supuse unor tendințe evolutive de deformație. Din această cauză studierea lor pentru scopuri inginerești necesită ample observații de teren, în cursul cărora metodele geologiei pure se asociază cu cele ale mecanicii rocilor, astfel ca rezultatele să poată fi aproximate și valorice.

Principalul deziderat în această activitate este ca rezultatele să fie reale și complete, ceea ce nu este totdeauna ușor sau chiar posibil. Experiența arată că observația geologică nu este, calitativ și cantitativ, egală de la cercetător la cercetător și că în metodologia de cercetare a comportării la solicitări mecanice a rocilor persistă deosebiri de tratare. Varietatea sub care se prezintă masivele de roci face ca fiecare caz să constituie pînă la un punct un unicat. Aceeași varietate face ca rezultatele încercărilor geomecanice — punctuale prin natura lor — să nu poată fi totdeauna generalizate. O considerare globală devine astfel necesară.

2.2. Metode de evaluare a rezistenței masivelor de roci

2.2.1. Considerații preliminare

Cu toate că evaluarea cantitativă a caracteristicilor, atît de necesară inginerului proiectant, constituie un domeniu încă discutabil, în cele ce urmează încercăm o clarificare a unora din numeroasele aspecte ale problemei, cu convingerea că soluțiile prezentate reprezintă o experiență și o bază teoretică de care nu putem să nu ținem seama.

Reprezentînd o structură naturală complexă, de regulă diferită de aceea a zonelor cu care se învecinează, masivele de roci au proprietăți geologo-inginerești ce sînt condiționate de o serie de factori geologici și hidrogeologici. Datorită naturii și modului lor de formare, la care, așa după cum s-a arătat, se adaugă și influențele diferiților factori care au acționat asupra scoarței terestre în decursul timpurilor, masivele de roci nu sînt medii perfect omogene și continui, motiv pentru care determinarea comportamentului lor la solicitări a ridicat și ridică multe probleme, rezolvările aparținînd atît mecanicii mediilor continui cît și mecanicii mediilor discontinui.

Deși stratificația, fisurația rocilor și chiar unele granule minerale din compoziția acestora întrerup continuitatea fizică a masivelor, divizîndu-le acestea se deformează cel puțin în aparență ca un tot indivizibil și permit cu un grad de idealizare cunoscut să fie examinate ca medii continui. Metodele mecanicii mediilor continui utilizate la cercetarea masivelor de roci se bazează pe posibilitatea separării imaginare a acestora în volume elementare pe care se studiază starea de tensiuni, pentru ca apoi să fie iarăși adunate la un loc spre a descrie alcătuirea masivului ca un tot indivizibil. În cazul masivelor de roci, volumul elementar este volumul care posedă toate caracteristicile

masivului din care aparţine şi este în aşa măsură de mic în comparaţie cu acesta, încît starea de efort-deformaţie poate fi examinată ca o stare în puncte. Mărimea acestui volum se evaluează din condiţiile conservării caracteristicilor masivului de roci şi în acest scop este necesar să se examineze structura intimă a rocilor şi particularităţile structurale ale masivului.

Constituite dintr-o asociaţie de granule minerale, rocile pot fi în aşa fel divizate în volume încît să fie caracterizate prin proprietăţile masivului şi nu prin cele ale mineralelor componente. Dimensiunile unui astfel de volum depind întradevăr de tipul de rocă, dar şi de tăria particulelor solide care alcătuiesc scheletul lor mineral şi de poziţia lor reciprocă. Volumul elementar al unei gresii avînd dimensiunea particulelor minerale sub 0,5 mm, un conţinut în cuarţ de 80% şi ciment 20% este de 0,025 cm² (K. V. Ruppeneit şi I. M. Liberman, 1960). Suprafaţa laterală a unui asemenea volum este de 0,084 cm², iar muchia de 0,29 cm, acelaşi ordin de mărime fiind caracteristic şi pentru celelalte roci [2].

Cum dimensiunile liniare ale masivului cercetat sînt cu trei-patru ordine superioare dimensiunilor volumului elementar, defectele de constituţie internă ale rocilor nu reprezintă o piedică esenţială în calea utilizării metodelor mecanicii mediilor continui.

La creşterea dimensiunilor volumului elementar, defectele de construcţie ale masivelor se vădesc mai clar decît defectele interne de constituţie ale rocilor, pentru că sînt cazuri în care volumele elementare pot avea dimensiuni şi de ordinul metrilor. Prin urmare, pentru a putea răspunde la întrebarea dacă este sau nu corectă utilizarea într-o anumită problemă a metodelor mecanicii mediilor continui, este necesar ca analiza masivului să fie făcută ţinîndu-se seama de particularităţile lui structural-mecanice.

Pentru aplicarea conceptelor matematice ale continuităţii asupra masivelor de roci, G. A. Krupennikov (1970) introduce conceptul de masiv cvasicontinuu şi propune criteriul :

$$\Delta A < \varepsilon \text{ pentru } \Delta_a < l_0$$

în care ΔA este diferenţa dintre valorile efortului, deformaţiei şi deplasării, în punctele învecinate masivului cu creşterea coordonatelor Δ_a ;

l_0 — dimensiunea liniară a volumului elementar, adică lungimea elementară ;

ε — eroarea admisibilă la determinarea lui A, care poate să ajungă pînă la 15% faţă de valorile medii.

În cazurile în care acest criteriu nu poate fi îndeplinit, la rezolvarea problemei trebuie utilizate modelele şi metodele mecanicii mediilor discontinui.

Într-un masiv de roci cu înălţimea H, secţionat prin fisurare într-o mulţime de blocuri structurale cu dimensiunea medie l, intensitatea de fisuraţie este reprezentată de mărimea raportului H/l. Cum, în cazul rocilor, unitatea elementară este reprezentată de granula minerală, la examinarea masivului de roci o astfel de unitate este reprezentată de blocul structural. De aceea, volumul elementar al masivului trebuie să conţină o cantitate suficient de mare din blocul structural, pentru a păstra toate particularităţile structurale ale masivului în ansamblu.

Legătura dintre dimensiunile zonei cercetate din masiv și mărimile relative ale suprafeței elementare se determină cu ajutorul formulei lui Lașinski:

$$\varepsilon = \sqrt{l \cdot L^{-1}} \tag{2.1}$$

Pentru o abatere de la valoarea medie a efortului $\varepsilon = 0{,}15$, rezultă că dimensiunea suprafeței elementare $l_0 = 0{,}0225\ L$, iar dimensiunea caracteristică medie a blocului structural $l = 0{,}00225\ L$, aproximîndu-se că $l_0 \approx 10\ l$ Deci pentru o zonă cercetată din masiv $L = 20$ m, $l_0 = 0{,}45$ m și $l = 0{,}045$m[2.]

La o abatere de la valoarea medie a tensiunii mai mare decît 15%, condiția că masivul să fie cvasicontinuu, nu este îndeplinită.

Pentru dimensiunea medie a blocului $l = 1$ m, dimensiunea suprafeței elementare este $l_0 = 10 \cdot 1 = 10$ m și pentru același $L = 20$ m abaterea de la valoarea medie a efortului care acționează pe o astfel de suprafață este egală cu $\varepsilon = \frac{10}{20} \cdot 100 = 50\%$ și ca atare este necesar să se utilizeze metodele mecanicii mediilor discontinui.

În condițiile în care dimensiunea zonei cercetate din masivul de roci este mai mare, dimensiunile de mai sus ale suprafeței elementare nu reprezintă o piedică pentru utilizarea metodelor mecanicii mediilor continui. Pentru aceasta dimensiunea zonei cercetate trebuie să fie:

$$L = \frac{l_0}{\varepsilon^2} = \frac{10}{0{,}0225} = 444 \text{ m.}$$

Sub aspectul structurii și al proprietăților fizico-mecanice, cercetarea masivelor de roci trebuie să pună în evidență caracteristicile mecanico-structurale reprezentate prin starea de tensiuni, de deformabilitate, anizotropie și eterogenitate.

Întrucît nu sînt corpuri perfect continui, o atenție deosebită se acordă discontinuităților a căror influență asupra comportamentului solidelor la solicitări nu mai trebuie dovedită, problema identificării și delimitării lor în spațiu condiționînd succesul oricărei dimensionări.

2.2.2. Evaluarea discontinuităților

În timp ce faliile, suprafețele de șistozitate, stratificația și contactele dintre diferite formațiuni au o geometrie evidentă, identificarea și delimitarea fisurilor sau sistemelor de fisurație ale unui masiv necesită nu numai imaginație ci și timp. Fisurația unui masiv poate fi ordonată sau haotică: *ordonată*, atunci cînd în funcție de orientarea fisurilor se poate evidenția una sau mai multe direcții principale de răspîndire și *haotică*, atunci cînd distribuția acestora este dezordonată.

Pentru a putea face evaluări sau prognoze privind influența fisurilor și altor discontinuități asupra comportamentului la solicitări a masivelor de roci, în afara unor elemente cantitative despre care ne vom ocupa în continuare, este necesar să se stabilească și care sînt împrejurările cărora le este

datorată prezența în masiv. Și pentru aceasta, odată cu identificarea fisurilor sau sistemelor de fisurație, trebuie să fie analizate și ipotezele cu privire la natura și originea fisurilor, pentru ca prin analogie datele obținute prin cercetarea discontinuităților situate în partea accesibilă a masivului să poată fi extrapolate la întregul masiv.

Pentru a determina care este influența discontinuităților asupra capacității de rezistență a masivului de roci, este necesară cunoașterea următoarelor elemente cantitative: a — numărul sistemelor de fisurație și a altor suprafețe de discontinuitate care afectează masivul luat în studiu; b — densitatea fisurilor; c — poziția în masiv a sistemelor de fisurație; d — elementele de poziție ale suprafețelor de minimă rezistență; e — gradul de rugozitate al suprafețelor de discontinuitate și natura umpluturii.

a. Așa după cum s-a arătat și în volumul I, prin *sistem de fisurație* se definește șirul de fisuri cu aceleași elemente de poziție și geneză comună. Masivele de roci pot fi afectate de unul sau mai multe sisteme de fisuri, a căror poziție în spațiu se raportează în principal la cele trei axe ale structurii.

b. Cantitatea de fisuri pe metru liniar determinată pe o direcție situată perpendicular pe suprafața fisurilor aparținînd unui sistem reprezintă *frecvența* sau *densitatea fisurilor* dintr-un sistem de fisurație. Intensitatea de fisurație a masivului este determinată de densitatea fisurilor principalelor trei sisteme de fisurație care secționează masivul în blocuri structurale.

Pentru scopuri practice, este necesar că după măsurarea în cîteva sectoare accesibile ale masivelor a distanțelor dintre fisuri să se calculeze distanța medie l dintre acestea pe sisteme de fisurație și pe masiv și să se determine indicele de intensitate a fisurației W. Astfel

— pe sisteme de fisurație $W = l^{-1}$ (2.2)

— pe masiv $W = 1/3(l_I^{-1} + l_{II}^{-1} + l_{III}^{-1})$ (2.3)

în care: l_I, l_{II}, l_{III} reprezintă distanțele în metri dintre fisurile din sistemele de fisurație *I*, *II* și *III*.

Cîteva exemple de apreciere generală a gradului de fisurație al unor masive de roci, sînt prezentate în tabelul 2.2 după G. L. Fisenko, 1965.

c. Poziția în masiv a sistemelor de fisurație cît și elementele de poziție ale fisurilor se determină prin măsurători pe suprafețele libere ale acestuia (aflorimente, taluze, pereții excavațiilor subterane, foraje). Pentru o precizie cît mai ridicată, măsurătorile se efectuează în cît mai multe sectoare, a căror lungime variază în funcție de intensitatea de fisurație, de la 10 la 200 m.

d. Elementele fisurilor din fiecare sistem de fisurație se măsoară de regulă în cîte 10—20 de puncte și sînt prelucrate cu ajutorul diagramelor structurale.

e. Un alt element cantitativ caracteristic al suprafețelor de discontinuitate este reprezentat de gradul lor de rugozitate. Problema dependenței dintre geometria suprafețelor de discontinuitate aflate în contact și rezistența la forfecare a rocilor pe aceste suprafețe a constituit obiectul preocupărilor multor cercetări, explicațiile cele mai plauzibile fiind date doar în ultimul deceniu.

Rugozitatea este acea particularitate a suprafețelor solidelor de a avea asperități și unduiri ale căror dimensiuni sînt foarte mici în comparație cu dimensiunile suprafețelor de care aparțin. Datorită lor, profilul suprafețelor

Tabelul 2.2. **Exemple de apreciere generală a fisurației masivelor de roci** (după G. L. Fisenko, 1965)

Nr. crt.	Caracteristica masivului	Caracteristica fisurației
1	Formațiuni stratificate ale rocilor metamorfice și sedimentare	Fisurile cu extindere mare sînt dezvoltate în principal pe contactele dintre strate și mai rar cu o înclinare față de stratificație. În general sînt normal secante iar în zonele intens dislocate sînt dezvoltate și fisurile cosecante. Intensitatea de fisurație este invers proporțională cu grosimea stratelor $W = \frac{1}{l_{mediu}}$
2	Roci eruptive cu șistozitate secundară	Fisurile cu extindere mare se confundă cu șistozitatea sau contactele dintre strate; separația sre aspectul unor suprafețe plane sau alungite
3	Roci acide, bogate în cuarț (granodiorite, porfire cuarțitice și cuarțite secundare)	Se caracterizează printr-o intensitate de fisurație mare care ajunge la un $W = 10...20$
4	Roci eruptive în general și roci acide care nu au fost supuse dinamometamorfismului	Fisurile de mare extindere sînt orientate paralel cu rupturile și fracturile tectonice; fisurile de separație sînt orientate, în cea mai mare parte, aproape de poziția normală pe fisurile de mare extindere; fisurile cosecante se întîlnesc în zonele de dislocații intense. $W = 1...10$
5	Roci bazice și ultrabazice (gabrouri, piroxenite, peridotite etc.)	Se caracterizează printr-o intensitate de fisurație mai redusă decît aceea a rocilor acide. $W = 0,5...2$

poate fi reprezentat printr-o succesiune de mici linii frînte și/sau curbe. Din punct de vedere al comportării la solicitări și deformații, asperitățile influențează mărimea eforturilor de deplasare, în timp ce unduirea afectează direcția inițială de deplasare. Pentru identificarea profilului suprafețelor aflate în contact în cadrul discontinuităților, sînt necesare măsurători instrumentale. Descrierea pe bază de observații trebuie să țină seama de două scări de observație, adică mai întîi să înfățișeze ceea ce cuprinde suprafața de-a lungul a cîțiva centimetri (scara mică) și apoi să treacă la un perimetru cu dimensiuni de ordinul metrilor (scara mediană).

Examinată la scară mică, o suprafață de discontinuitate poate fi:

1) rugoasă sau neregulată; 2) netedă; 3) lucioasă sau oglindă de fricțiune.

La scara următoare (mediană), observațiile trebuie să identifice dacă suprafețele de discontinuitate sînt: 1) în trepte; 2) ondulate; 3) plane.

Din combinaţia celor două scări pot rezulta următoarele nouă combinaţii (fig. 2.1):

I. Rugos în trepte
II. Neted în trepte
III. Feţe lucioase în trepte
IV. Rugos ondulate
V. Neted ondulate
VI. Feţe lucioase ondulate
VII. Rugos plane
VIII. Neted plane
IX. Feţe lucioase, plane.

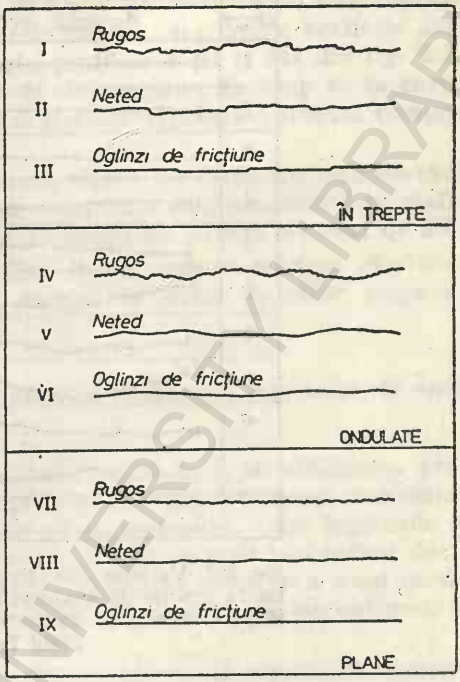


Fig. 2.1. Profile tipice prin suprafeţele aflate în contact în cadrul discontinuităţilor.

După Commissionon Standardization of Laboratory and Field Tests (I.S.R.M., 1978), rezistenţa la forfecare a celor nouă combinaţii se găseşte în următoarele raporturi:

I > II > III, IV > V > VI şi VII > VIII > IX.

Este evidentă însă şi următoarea situaţie:

I > IV > VII, II > V > VIII; III > IX şi VI > IX,

la fel cum este posibil ca VII > III.

Rezistenţa maximă la forfecare a suprafeţelor de discontinuitate se poate determina cu ajutorul următoarei ecuaţii empirice, elaborată de N. Barton (1973):

$$\tau = \sigma' \operatorname{tg}\left[K_{rf} \log\left(\frac{R_{cf}}{\sigma'}\right) + \varphi_r\right] \tag{2.4}$$

în care: τ este rezistenţa maximă la forfecare; σ' — efortul normal efectiv; φ_r — unghiul de frecare rezidual; R_{cf} — rezistenţa la compresiune a rocii din peretele fisurii, determinată cu ajutorul sclerometrului cu recul sau cu amprentă. Cînd roca nu este alterată, este egală cu rezistenţa la compresiune monoaxială; K_{rf} — coeficientul de rugozitate al fisurilor (fig. 2.2). Reprezină o scară variabilă a rugozităţii ce poate avea valori de la 0 (pentru suprafeţele netede) pînă la 20 (pentru suprafeţele reprezentînd un maxim de rugozitate).

Valoarea unghiului de frecare rezidual depinde atît de gradul de alterare a pereţilor discontinuităţii, cît şi de tipul rocii. În absenţa alterării, în cazul rocilor tari, φ_r variază între 25 şi 35°, în timp ce în cazul pereţilor alteraţ ajunge la 15°. Valoarea ce se obţine prin rezolvarea termenului cuprins în paranteza mare a ecuaţiei 2.4 reprezintă unghiul de tăiere Ψ al rocii, cunoscut şi ca unghi al frecării de vîrf.

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Nr.crt.	Aspectul profilului fisurii	K_{rf}
1		0-2
2		2-4
3		4-6
4		6-8
5		8-10
6		10-12
7		12-14
8		14-16
9		16-18
10		18-20
	0 5 10 cm	

Fig. 2.2. Variația coeficientului de rugozitate al fisurilor în funcție de aspectul suprafețelor aflate în contact (după Commission on Standardization of Laboratory and Field Tests, 1978).

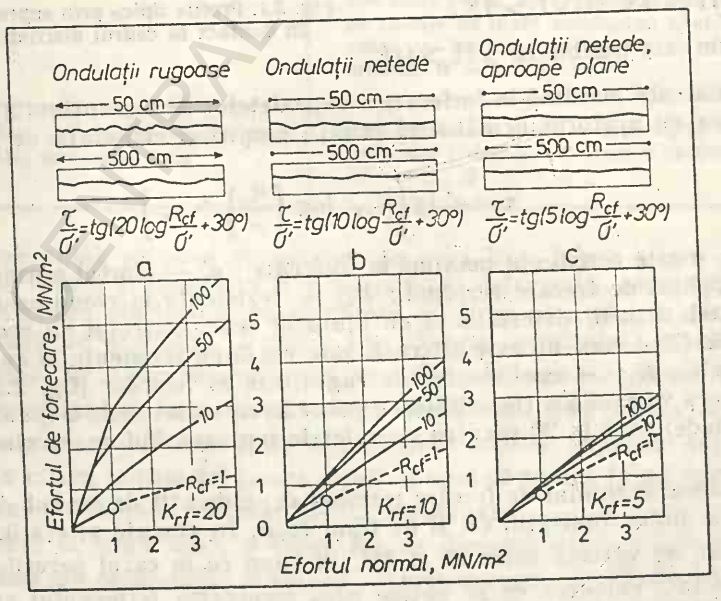


Fig. 2.3. Variația rezistenței fisurilor, în funcție de rugozitatea acestora și de rezistența la compresiune a rocii de pe suprafețele aflate în contact (N. Barton, 1976).

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

În cazul fisurilor uscate neumplute cu material, acest unghi este cuprins între 30° și 70°. Cînd profilul fisurilor este format din trepte verticale sau foarte înclinate, așa cum sînt de exemplu profilele I, II și III din fig. 2.1, rezistența la forfecare are și o componentă de coeziune, în timp ce în cazul discontinuităților plane, unghiul de frecare rezidual reprezintă singura componentă a rezistenței de forfecare.

Interdependența dintre efortul normal, efortul de forfecare, coeficientul de rugozitate și rezistența la compresiune a pereților este prezentată în graficele din fig. 2.3, în ecuație utilizîndu-se un unghi de frecare rezidual de 30°.

Rezistența la compresiune a pereților fisurii asupra mărimii efortului de forfecare are o influență mai mare numai în cazul fisurilor rugoase.

2.2.3. Coeficientul de slăbire structurală a rezistenței masivelor de roci

În cazurile în care dimensiunile probelor utilizate la determinarea proprietăților mecanice ale rocilor au același ordin de mărime cu volumul elementar, valorile caracteristice ale acestor proprietăți sînt comune. Cum legăturile și caracteristicile de rezistență ale rocilor pe fisuri sînt cu mult mai reduse decît valorile aceloraşi parametri în „bloc", comportarea la solicitări a unui masiv fisurat este direct influențată de caracteristicile suprafețelor de discontinuitate care îl afectează.

Întrucît coeziunea și coeficientul de frecare interioară reprezintă caracteristicile cantitative care explică rezistența rocilor, principalul criteriu de trecere de la rezistența stabilită pe probe la rezistența masivului îl constituie coeficientul de slăbire structurală λ, definit prin raportul dintre coeziunea c_m a masivului și coeziunea c_p a volumului elementar reprezentat prin proba utilizată la determinarea caracteristicilor de rezistență și anume :

$$\lambda = c_m \cdot c_p^{-1} \tag{2.5}$$

de unde $c_m = c_p \cdot \lambda$ (2.6)

Diferența dintre cele două coeziuni rezultă din faptul că masivul afectat de suprafețe de discontinuitate, pe lîngă caracteristicile de rezistență ale blocurilor structurale, mai are și caracteristicile de rezistență ale suprafețelor de discontinuitate reprezentate prin coeziunea de aderență c' a suprafețelor aflate în contact și coeficientul ce reprezintă frecarea dintre acestea (φ'). În acest caz fiind vorba de $c' \neq 0$,

$$c_m = c_p \cdot \lambda + c'(1 - \lambda) \tag{2.7}$$

În cazul masivelor de roci nefisurate, mărimea coeficientului de frecare internă este egală cu valoarea acestuia determinată pe probe, adică $\operatorname{tg} \varphi_m = \operatorname{tg} \varphi_p$.

Pentru că frecarea rocilor pe contactele suprafețelor de discontinuitate are valori reduse, valoarea medie a unghiului de frecare internă a rocilor în masiv va fi întotdeuna mai mică decît aceea stabilită pe epruvete. După

V. I. Puşkarev şi D. N. Kim (1972), această valoare poate fi determinată pentru două condiţii şi anume :

1. Coeficientul de frecare al rocilor are valori aproximativ egale pe toate suprafeţele de discontinuitate :

$$\operatorname{tg} \varphi_m = \operatorname{tg} \varphi_p \cdot \lambda + (1 - \lambda) \operatorname{tg} \varphi' \qquad (2.8)$$

2) Unghiul de frecare al rocilor pe contactele dintre strate, are valoarea φ', iar limitele laterale ale blocurilor structurale, φ'' :

$$\operatorname{tg} \varphi_m = \operatorname{tg} \varphi_p \cdot \lambda + \frac{1 - \lambda}{2} \operatorname{tg} \varphi' + \frac{1 - \lambda}{2} \operatorname{tg} \varphi'' \qquad (2.9)$$

Factorii care influenţează mărimea coeficientului de slăbire structurală a rezistenţei masivelor de roci. Mărimea coeficientului de slăbire structurală a masivelor de roci depinde de caracterul şi de parametrii structurii fiecărui masiv în parte, fiind un produs al influenţei diferiţilor factori. Problema a constituit, în decursul anilor, obiectul preocupărilor multor cercetători dintre care amintim pe I. V. Popov (1959), N. N. Kuvaev (1964), N. K. Zvonarev (1964), V. G. Zoteev şi colaboratorii (1967), I. I. Turinţev şi colaboratorii, I. Hansagi (1972), G. L. Fisenko (1959, 1965 şi 1976) şi alţii.

În masivele de roci cu discontinuităţi ce fac obiectul construcţiilor inginereşti, pot fi întîlnite următoarele trei situaţii principale :

I. Masive în care suprafeţele de discontinuitate din masiv, înclină către suprafaţa laterală liberă a acestora, adică sînt concordante cu aceasta.

II. Masive stratificate sau afectate de alte suprafeţe de discontinuitate cu extindere mare.

III. Masive afectate de sisteme de fisuraţie cu dimensiuni limitate care formează blocuri de formă neregulată şi triunghiulară ce se sprijină unele pe altele :

I. Problema dimensionării sau verificării stabilităţii fundamentelor sau elementelor de rezistenţă alcătuite din masive de roci care se încadrează în prima categorie este clară, întrucît în acest caz în calcule se utilizează valorile caracteristicilor de rezistenţă stabilite pe suprafeţele de discontinuitate.

II. În cazul al doilea, după D. N. Kim şi V. I. Puşkarev (1972) este necesar să se ţină seama de următorii factori : a — intensitatea relativă de fisurare ; b — diferenţele dintre rezistenţele rocilor ce alcătuiesc masivul ; c — forma blocurilor structurale ; d — inegalitatea dintre dimensiunile liniare ale blocurilor structurale ; e — dispunerea în masiv a blocurilor structurale ; f — înclinarea suprafeţelor de discontinuitate ; g — procentul de fisuri concordante cu suprafaţa liberă ; h — modificarea direcţiei de acţionare a tensiunii principale de-a lungul suprafeţei curbilinii de cedare.

La rîndul său acest caz poate fi divizat şi în funcţie de direcţia de cădere a suprafeţelor de minimă rezistenţă faţă de suprafaţa liberă a elementului de rocă care se dimensionează sau a cărui stabilitate se verifică. Discontinuităţile cu extindere mare sînt periculoase pentru stabilitatea masivului atunci cînd sînt concordante cu faţa liberă laterală a acestuia şi nu ridică probleme sau încadrează masivul în cazul III, atunci cînd înclinarea lor este inversă (discordantă).

a. *Intensitatea relativă de fisurare.* Exprimată prin raportul dintre mărimea prismei (H) şi dimensiunea medie a blocurilor structurale (l), intensitatea

relativă de fisurare influențează pînă la o anumită limită valoarea coeficientului de slăbire structurală notat în acest caz cu λ_1. Pe baza unor încercări de compresiune monoaxială efectuate pe prisme înalte alcătuite din blocuri echirezistente, mai mulți cercetători au ajuns la concluzia că această influență limitează raportul $H/l = 6...120$.

Studiind mai aprofundat această influență, D. N. Kim, a stabilit că slăbirea maxim posibilă se obține pentru o rezistență la compresiune a blocurilor structurale de 80—100 kgf/cm², creșterea acesteia neinfluențînd cu nimic valoarea coeficientului λ_1 (vezi graficul din fig. 2.4). La mărimi ale raportului, $H/l > 12-14$, valoarea coeficientului λ_1 rămîne constantă. Depinzînd în mod esențial de rezistența blocurilor structurale, exemplele prezentate în fig. 2.5 pun în evidență o variație a coeficientului λ_1 cuprinsă între 0,81 și

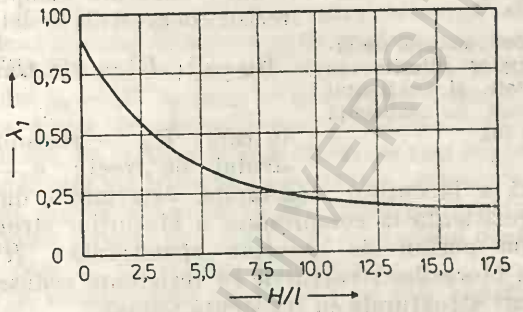


Fig. 2.4. Dependența dintre coeficeintul de reducere structurală a rezstenței și intensitatea relativă de fisurare.

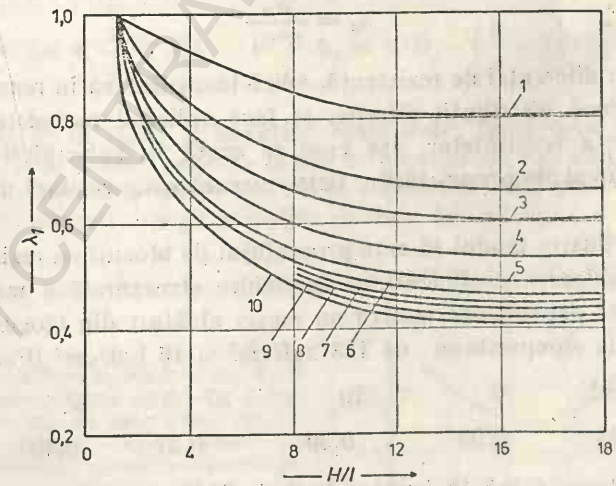


Fig. 2.5. Graficul dependenței dintre λ_1 și intensitatea relativă de fisurare:

1) R_c=1 kgf/cm²; *2)* R_c=5 kgf/cm²; *3)* R_c=10 kgf/cm²; *4)* R_c=20 kgf/cm²; *5)* R_c=30 kgf/cm²; *6)* R_c=40 kgf/cm²; *7)* R_c=50 kgf/cm²; *8)* R_c=60 kgf/cm²; *9)* R_c=70 kgf/cm²; *10)* R_c=80—100 kgf/cm².

BCU IAȘI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

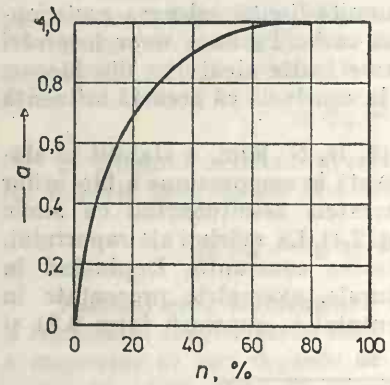


Fig. 2.6. Variația coeficientului de influență a rezistențelor diferite ale blocurilor structurale și conținutul procentual de blocuri cu rezistență mică (n).

0,41, pentru rezistențe la compresiune ale blocurilor structurale variind între 1 și 80 kgf/cm².

b. *Diferențele de rezistență dintre blocurile structurale care alcătuiesc masivul.* Prezența în masivele de roci a unor blocuri structurale cu rezistențe reduse are de asemenea o influență directă asupra rezistenței generale a masivului. Cunoscînd procentul de blocuri structurale cu rezistență redusă din componența masivului, rezistența acestuia se determină cu relația:

$$R_M = \lambda_1 \cdot R^\circ - a(\lambda_1 R^\circ - \lambda_{1\,min}) \cdot R^\circ_{min} \qquad (2.10)$$

în care: R_M — rezistența medie a masivului de roci; a — coeficientul de rezistență diferită a blocurilor structurale, determinat după diagrama din fig. 2.6; R° — rezistența la compresiune a blocurilor structurale; $\lambda_{1\,min}$ — coeficientul minim posibil de reducere structurală; R°_{min} — rezistența la compresiune a blocurilor structurale cu rezistențe reduse; n — procentul în masiv de blocuri structurale cu rezistență redusă.

Mărimea coeficientului de reducere structurală datorat influenței rezistențelor diferite ale rocilor din masiv se calculează cu formula:

$$\lambda_2 = \frac{R_M}{R^\circ \cdot \lambda_1} \qquad (2.11)$$

Stabilirea diferenței de rezistență, adică identificarea în rezultatele determinărilor a două distribuții diferite, se face aplicînd metodele matematice de comparare a rezultatelor, așa cum se arată în subcapitolul „Stabilirea valorilor de calcul ale proprietăților fizico-mecanice ale rocilor" din volumul I, capitolul 3.

Pentru a ilustra modul în care procentajul de blocuri cu rezistență redusă influențează valoarea coeficientului de slăbire structurală a masivului, prezentăm această dependență pentru un masiv alcătuit din blocuri structurale cu rezistență la compresiune de 128 kgf/cm² și 16 kgf/cm² (Fisenko, 1972):

n%	0	10	27	35
λ_2	0,53	0,30	0,27	0,10

Prin creșterea (pînă în jurul valorii de 50%) în componența masivului a procentului de blocuri cu rezistențe reduse, mărimea rezistenței globale a masivului constituit din blocuri cu rezistențe diferite se apropie de valoarea rezistențelor reduse.

c. *Forma blocurilor structurale.* În natură, foarte rar se întîlnesc blocuri structurale avînd secțiunea dreptunghiulară, practic aceasta apropiindu-se mai mult de aceea a unui paralelogram sau a unui romb. Studiind această problemă, V. G. Zoteev, V. V. Komarov și L. V. Mojaev (1967) au ajuns la concluzia că reducerea sub 90° a unghiului pe care-l formează între ele cele două sisteme de discontinuități ce delimitează secțiunea în plan vertical a blocurilor structurale influențează mărimea coeficientului parțial de slăbire structurală λ_3. Scăderea rezistenței nu depinde, în accepțiunea acestui factor, de orientarea celui de al treilea sistem de fisurație ce delimitează blocurile structurale pe direcția suprafețelor de descontinuitate.

Valoarea medie a unghiului oblic ($\beta < 90°$) se obține din elementele de orientare ale fisurilor măsurate în cîteva părți accesibile ale masivului de roci și prelucrate cu ajutorul diagramelor structurale.

Cantitativ această influență se determină cu ajutorul coeficientului parțial de slăbire structurală λ_3, extras pentru valoarea medie a unghiului format între cele două sisteme de suprafețe de minimă rezistență, din diagrama prezentată în figura 2.7. Fiind subunitară, valoarea maximă a acestui coeficient corespunde unghiului $\beta_0 = 90°$ în timp ce minima se obține la înclinări de 60°.

d. *Inegalitatea dintre dimensiunile liniare ale blocurilor structurale.* S-a constatat, de asemenea, că rezistența unui masiv de roci depinde și de raportul dintre dimensiunile liniare ale blocurilor structurale, măsurate pe verticală (b) și pe orizontală (a). Aceste elemente se determină prin măsurători în părțile accesibile ale masivului situate în același plan cu profilul pentru care se calculează coeficientul general de slăbire structurală.

V. G. Zoteev și colaboratorii au stabilit, pe cale experimentală, că inegalitatea dintre dimensiunile blocurilor structurale influențează coeficientul de slăbire structurală a masivului după cum urmează:

— pentru $0{,}5 < \frac{b}{a} < 1{,}0$ $\qquad \lambda_4 = 1{,}15 - 0{,}15\frac{b}{a}$ (2.12)

— pentru $1{,}0 < \frac{b}{a} < 2{,}5$ $\qquad \lambda_4 = 1{,}00 - \left(\frac{b}{a} - 1\right) \operatorname{tg}\left(50° - \frac{\beta_0}{2}\right)$ (2.13)

e. *Dispunerea în masiv a blocurilor structurale.* Împărțirea masivului de către suprafețele de discontinuitate în blocuri structurale dau acestuia aspectul unei zidării în care rîndurile de blocuri se suprapun unele peste altele după o geometrie determinată de principalele sisteme de fisurație.

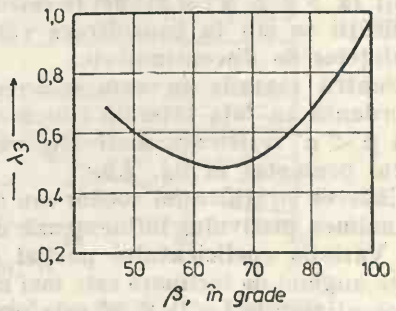


Fig. 2.7. Variația coeficientului λ_3 în funcție de mărimea unghiului β format între ele de cele două sisteme de discontinuitate care delimitează în plan vertical blocurile structurale.

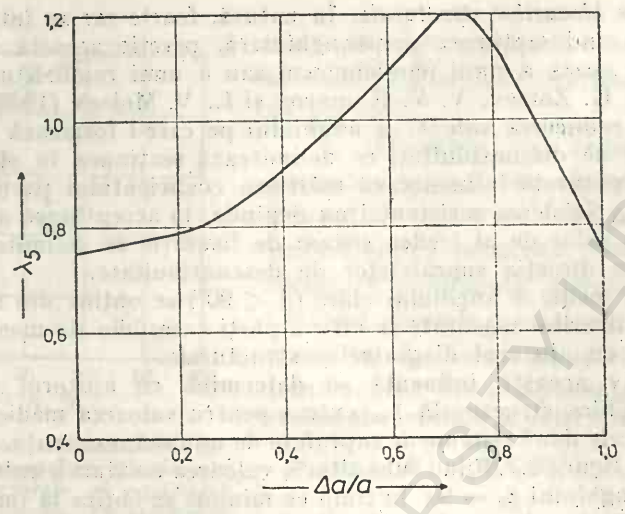


Fig. 2.8. Dependența dintre coeficientul λ_5 și mărimea raportului $\Delta a/a$.

Poziția reciprocă a blocurilor, adică modul în care acestea sînt așezate unele sub altele, reprezintă încă un factor care influențează coeficientul de slăbire structurală a masivului. Deplasarea Δ_a spre spațiul excavat a blocurilor dintr-un rînd superior față de cele așezate în rîndul imediat următor influențează valoarea coeficientului de slăbire structurală λ_5, așa cum se arată în graficul prezentat în fig. 2.8.

Așezarea în coloane verticale a blocurilor, în care suprafețele verticale de separație sînt comune sau cu un decalaj mic între ele, constituie situația cea mai dezavantajoasă. Cînd deplasarea Δ_a reprezintă aproximativ 50% din dimensiunea liniară a blocului (a) sau masivul este afectat de 3—4 sisteme de fisurație, mărimea coeficientului λ_5 se ia egală cu unitatea.

f. *Înclinarea suprafețelor de discontinuitate.* În masiv, suprafețele de discontinuitate cu extindere mare pot fi din punct de vedere al înclinării concordante sau discordante cu fața laterală liberă a acestuia. Cînd unghiul de înclinare a acestor suprafețe este mai mare decît unghiul de frecare de pe suprafețele lor de contact, cedarea se produce după una din aceste discontinuități ($\alpha > \beta > \varphi'$) și atunci în calculele de dimensionare sau de verificare a stabilității se iau în considerare valorile caracteristicilor de rezistență ale suprafețelor de discontinuitate.

Pentru cazurile în care căderea suprafețelor de discontinuitate este concordantă cu fața laterală liberă a masivului, dar este înclinată sub un unghi $\beta < \varphi'$ rezistența masivului variază așa după cum arată curba *1* din graficul prezentat în fig. 2.9.

Căderea stratificației rocilor sau a altor suprafețe de discontinuitate spre profunzimea masivului influențează de asemenea rezistența generală a acestuia. Variația coeficientului parțial de slăbire structurală λ_6 pentru cazul în care unghiul de înclinare este mai mic decît unghiul de frecare pe suprafața de discontinuitate $(-\beta) \leqslant \varphi'$ este prezentată în același grafic prin curba *2*,

BCU "MIHAIL KOGĂLNICEANU" UNIVERSITY LIBRARY

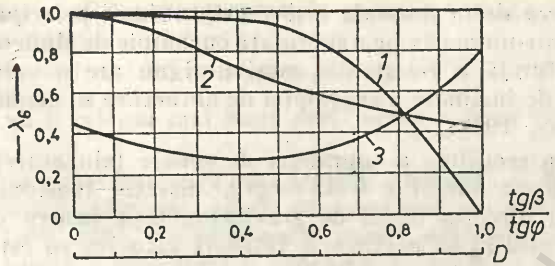


Fig. 2.9. Variația coeficientului λ_6 în raport cu înclinarea suprafețelor de discontinuitate și mărimea coeficientului lor de frecare.

în timp ce curba *3* reprezintă situația în care unghiul de înclinare a acestor suprafețe este mai mare decît unghiul de frecare pe contacte $(-\beta) \geqslant \varphi'$.

Pe abscisa graficului din fig. 2.9 s-a trecut atît raportul $\operatorname{tg}\beta/\operatorname{tg}\varphi'$ pentru cazurile în care $\beta \leqslant \varphi'$ cît și mărimea $D = \sin\beta - \cos\beta \operatorname{tg}\varphi'$ pentru $\beta > \varphi'$.

g. *Procentul de fisuri concordante cu suprafața laterală liberă a masivului.* Fisurile care înclină spre fața laterală liberă a masivului influențează și ele rezistența acestuia chiar dacă au o extindere limitată. Așa după cum se poate observa din graficul prezentat în fig. 2.10 coeficientul de slăbire structurală a masivului variază și în funcție de numărul de fisuri care înclină spre suprafața laterală liberă a masivului, exprimat în procente față de numărul total de fisuri care străbat acel masiv. Practic, această mărime se determină cu ajutorul diagramelor structurale. Numărul de măsurători ce sînt necesare pentru o caracterizare cît mai aproape de realitate trebuie să fie egal cu

$$N = 6{,}3(n^2 + 4) \tag{2.14}$$

în care n este numărul sistemelor de fisurație care afectează masivul $(n \geqslant 3)$.

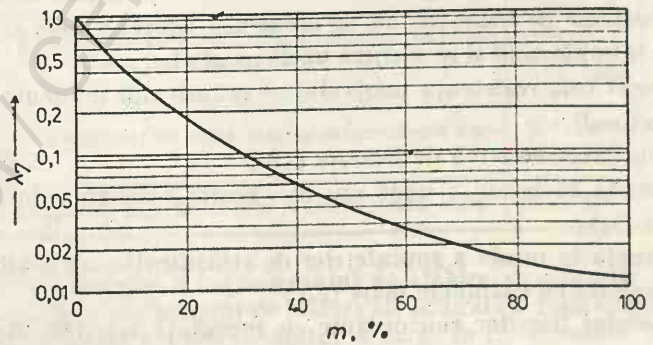


Fig. 2.10. Variația coeficientului λ_7 în funcție de procentul fisurilor care înclină spre suprafața liberă a masivului.

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

h. *Modificarea de la normală a direcției tensiunii principale* σ_1. În cazul cedării rocilor dintr-un masiv pe o suprafață curbilinie de alunecare, coeficientul de slăbire structurală a rezistenței masivului nu are o valoare constantă, întrucît unghiul de înclinare a suprafeței de alunecare se modifică (D. N. Kim și V. I. Pușkarev, 1972).

Pe porțiunea rectilinie a suprafeței de cedare (alunecare) înclinată față de verticală sub un unghi $\varepsilon = 45 - \varphi/2$, direcția tensiunii principale σ_1 se suprapune cu direcția forței de gravitație, fapt pentru care în această porțiune coeficientul λ_8 se neglijează, întrucît valoarea sa este egală cu unitatea $\left(\lambda_8 = \frac{\lambda_8}{\lambda_6}\right)$. Pentru zonele următoare ale suprafeței curbilinii de cedare, direcția tensiunii principale σ_1 se modifică față de normală cu un unghi variabil β_i, a cărei valoare se calculează pentru fiecare porțiune din suprafața de cedare ca o sumă de $\pm\beta + \Delta\beta_i$ în care $\Delta\beta_i$ reprezintă creșterea medie a unghiului de înclinare a suprafeței curbilinii de cedare în raport cu zona rectilinie din partea superioară.

Coeficientul parțial de slăbire structurală λ_8 se calculează pentru fiecare din aceste porțiuni ale suprafeței de cedare. Cu ajutorul graficului din fig. 2.8 se determină valoarea coeficientului λ_6 modificat pentru fiecare unghi $\beta_i = \pm\beta + \Delta\beta_i$, pentru ca apoi aceasta să fie raportată la valoarea λ_6 stabilită pentru influența înclinării suprafeței de discontinuitate, adică $\lambda_8 = \frac{\lambda_{6 \text{ modificat}}}{\lambda_6}$.

Din analiza diagramelor din figurile 2.8 și 2.9 și a formulelor de mai sus rezultă că în cazul suprafețelor de discontinuitate concordante cu suprafața liberă a masivului, rezistența generală a acestuia va fi mai redusă în partea de jos a suprafeței de cedare decît atunci cînd suprafețele de discontinuitate înclină invers adică spre profunzimea masivului.

Mărimea finală a coeficientului de slăbire structurală a masivelor de roci este egală cu produsul coeficienților parțiali de reducere a rezistenței și anume :

$$\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 \cdot \lambda_5 \cdot \lambda_6 \cdot \lambda_7 \cdot \lambda_8 \qquad (2.15)$$

În cazul III, masivele de roci fisurate secționate în blocuri structurale cu forme neregulate și triunghiulare, ca urmare a prezenței a 4—5 și chiar mai multe sisteme de fisurație, au de asemenea aspectul unei zidării în care blocurile se întrepătrund și se sprijină unele pe altele.

Și în acest caz, rezistența masivului se reduce sub influența următorilor factori structurali :

— intensitatea relativă de fisurare (λ_1) ;

— prezența în masiv a două sau mai multe zone cu valori diferite ale rezistențelor (λ_2) ;

— prezența în masiv a suprafețelor de stratificație sau a altor suprafețe de discontinuitate cu extindere mare (λ_6) ;

— procentul fisurilor concordante cu suprafață laterală liberă a masivului (λ_7) ;

— modificarea de la normală a direcției tensiunii principale $\sigma_1(\lambda_8)$.

În acest caz, coeficientul general de reducere structurală a masivului se calculează cu relația

$$\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_6 \cdot \lambda_7 \cdot \lambda_8, \qquad (2.16)$$

a cărui valoare va fi oricum mai mare decît aceea care se obține cu ajutorul formulei 2.15

Plecînd de la constatarea că toți factorii analizați în paragrafele anterioare își intensifică influența odată cu creșterea intensității de fisurare, G. L. Fisenko (1959, 1965, 1976) propune pentru determinarea coeficientului de slăbire structurală a masivului o dependență analitică de tipul:

$$\lambda = \frac{1}{1 + a \cdot \ln \cdot H/l} \qquad (2.17)$$

în care cu „a" se notează un coeficient ce depinde de rezistența rocilor determinată pe epruvete și are valorile din tabelul 2.3.

Tabelul 2.3. **Valorile coeficientului adimensional a pentru diferite roci în funcție de mărimea coeziunii determinate pe epruvete**

Grupa de roci	Denumirea rocilor	Coeziunea pe epruvetă, kgf/cm²	Mărimea coeficientului a
1	Roci argilo-grezoase necompactate	sub 4	0
2	Roci sedimentare argilo-grezoase slab compactate și puțin fisurate; roci eruptive intens alterate, complet caolinizate	4— 9	0,5
3	Roci sedimentare argilo-grezoase compacte, cu sisteme de fisurație care se intersectează normal (în unghiuri drepte)	10— 20	2
4	Roci eruptive intens coalinizate	30— 80	2
5	Roci sedimentare argilo-grezoase compacte, cu sisteme de fisurație care se intersectează oblic, roci eruptive coalinizate	50— 80	3
6	Roci de tărie medie stratificate și afectate de fisuri care se intersectează normal	100—150 150—170 170—200	3 4 5
7	Roci tari afectate de fisuri care se intersectează normal	200—300 peste 300	6 7
8	Roci eruptive tari cu fisuri care se intersectează oblic	peste 200	10

Domeniul de variație a coeficientului de slăbire structurală. Din punct de vedere al mărimii, coeficientul de slăbire structurală a rezistenței masivelor de roci are un domeniu de variație destul de larg. În cazul rocilor tari valorile acestui coeficient pot ajunge de la 0,01— la 0,05 în timp ce la rocile semitari domeniul crește de la 0,03 la 0,10, iar la rocile moi de la 0,2 la 1,0.

După datele experimentărilor efectuate de Institutul VNIMI din Leningrad, coeficientul de slăbire structurală a rezistenței masivelor alcătuite din roci tari și semitari intens fisurate se încadrează în limitele cuprinse în tabelul 2.4.

Tabelul 2.4. **Valorile coeficientului de slăbire structurală a rezistenței masivelor de roci fisurate în funcție de variația rezistenței la compresiune**

Coeficientul de slăbire structurală	Rezistența la compresiune monoaxială, în kgf/cm², determinată pe epruvete							
	10	10—20	20—35	35—75	75—200	200—350	350—700	>700
	0,68	0,63	0,59	0,32	0,260	0,126	0,107	0,068
	0,64	0,43	0,44	0,29	0,240	0,106	0,070	0,050
	0,62	0,42	0,42	0,26	0,210	0,083	0,060	0,036
	0,58	0,32	0,37	0,22	0,150	0,070	0,052	0,022
	0,50	0,28	0,34	0,18	0,110	0,045	0,050	0,019
	0,48	0,27	0,30	0,17	0,085	0,036	0,045	0,016
	0,45	0,27	0,26	0,15	0,077	0,030	0,042	0,013
	0,40	0,26	0,23	0,13	—	0,028	0,030	0,011
	0,36	0,23	0,16	0,11	—	0,020	0,023	—
	0,27	0,23	0,15	—	—	0,019	0,019	—

Valorile maxime ale acestui coeficient se referă la masivele care sînt afectate de sisteme de fisuri care se intersectează normal, în timp ce valorile minime se referă la masivele afectate de sisteme de fisuri care se intersectează oblic.

Pentru același coeficient G. I. Popov (1955) recomandă, în funcție de intensitatea de fisurare și caracteristicile fisurilor, valorile cuprinse în tabelul 2.5.

Pentru trecerea de la valorile coeziunii determinate pe epruvete, la coeziunea masivului, G. L. Fisenko a propus utilizarea următoarelor relații:

— pentru masiv de roci afectat de fisuri care se intersectează normal (fisuri perpendiculare):

$$c_m = \frac{c_p}{1 + a \ln (H/l)} \tag{2.18}$$

— pentru masive de roci slăbite de fisuri înclinate (oblice):

$$c_m = c' + \frac{c_p - c'}{1 + a \ln (H/l)} \tag{2.19}$$

unde c' reprezintă coeziunea de aderență dintre blocurile structurale ale masivului.

Tabelul 2.5. **Valorile coeficientului de slăbire structurală a rezistenței masivelor de roci, în funcție de gradul lor de fisurare**

Gradul de fisurare	Caracteristicile fisurării	Valorile limită ale coeficientului de slăbire
1	Rețea deasă de fisuri orientate în toate direcțiile și care împart masivul în blocuri de rocă nelegate unele de altele	0,000—0,100
2	Rețea deasă de fisuri orientate în toate direcțiile	0,001—0,020
3	Frecvență mare de fisurare	0,010—0,040
4	Frecvență de fisurare, peste medie	0,040—0,080
5	Fisurare medie (fisuri închise și deschise la aproximativ 20—30 cm	0,080—0,120
6	Frecvență de fisurare sub medie	0,120—0,300
7	Rețea de fisuri adînci la 30—50 cm precum și un număr mic de fisuri deschise	0,200—0,400
8	Roci slab fisurate, fisuri închise	0,400—0,600
9	Roci compacte cu foarte puține fisuri	0,600—0,800
10	Roci monolite, fără semne de fisurare	0,800—1,000

Limita superioară ce poate fi atinsă de coeziunea în masiv este coeziunea rocilor în probă (epruvetă) ($c_m = c_p$) și aceasta se întîmplă atunci cînd $H/l = 1$. Limita inferioară a valorii coeziunii masivului nu coboară sub valoarea coeziunii dintre blocurile structurale ($c_m = c'$), ceea ce se obține atunci cînd raportul $H/l \geqslant 12—14$.

Cînd coeziunea pe suprafețele de contact este identică cu aceea determinată pe epruvete ($c' = c_p$), atunci $c_m = c_p$.

Un colectiv de cercetători de la Institutul Unipromed din Celeabinsk (URSS) condus de I. I. Turințev (1966), pe baza experimentărilor efectuate într-o exploatare de cupru din Ural, propun o dependență de forma

$$c_m = \frac{c_p - c'}{\frac{A \cdot H}{l} - 1} + c' \qquad (2.20)$$

în care: c_m, c_p și c' reprezintă coeziunile în masiv, probă și pe suprafețele de discontinuitate (tf/m²); H — înălțimea prismei de cedare, m; l — dimen-

siunea liniară medie a blocurilor structurale, m; A — variabilă ce depinde de valoarea coeziunii în epruvetă ($A = 0{,}02 \cdot c_p$)

$$\text{sau } c_m = \frac{c_p - c'}{(0{,}027 c_p)^{(H/l)-1}} \cdot c' \tag{2.21}$$

în care termenii au semnificațiile cunoscute.

Între coeziunea determinată pe epruvetă și coeziunea de pe suprafețele de discontinuitate, aceeași autori au stabilit că există o variație ce poate fi exprimată printr-o curbă de tipul

$$c' = x c_p^n \tag{2.22}$$

în care x și n sînt două constante specifice fiecărei roci în parte, determinate prin metoda celor mai mici pătrate. Pentru rocile analizate de autorii amintiți mai sus, $x = 1{,}78 \cdot 10^{-4}$ și $n = 1{,}56$.

V. I. Borș-Kompaneț (1967) a stabilit, tot pe cale experimentală, că la determinarea valorilor coeziunii și unghiului de frecare interioară a rocilor în masiv valorile determinate în laborator trebuie să fie reduse prin înmulțirea lor cu un coeficient subunitar rezultat din:

— în cazul coeziunii:

$$\lambda = (H/l)^{-0{,}6} \tag{2.23}$$

— în cazul coeficientului de frecare:

$$\lambda = (H/l)^{0{,}11} \tag{2.24}$$

Influența acelorași factori asupra rezistenței la tracțiune a fost studiată de S. T. Kuznețov și I. N. Voronin (1967), care au propus ca valoarea coeficientului de slăbire structurală să se calculeze în acest caz cu relația

$$\lambda = (H/l)^{0{,}56} \tag{2.25}$$

Pentru solicitări de compresiune, D. N. Kim a propus ca în cazul rocilor cu rezistența la compresiune a epruvetelor mai mare de 80 kgf/cm², să fie aplicată formula:

$$\lambda = \frac{1}{0{,}57\ (H/l - 1{,}5)} + 0{,}27 \tag{2.26}$$

Pentru masivele de diabaz, F. I. Tkaciuc (1966) a stabilit pentru același tip de solicitări, o relație de forma:

$$\lambda = 1 - 0{,}34 \lg (H/l) \tag{2.27}$$

Specialiștii de la exploatarea de fier Kiruna-Vaara din Suedia utilizează în același scop o altă relație, de forma (I. Hansagi, 1972):

$$\lambda = \frac{1}{2L_f}\left(n_1 d + \frac{L}{n_2}\right) \tag{2.28}$$

BCU IAȘI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

în care : L_f este lungimea găurii de foraj, sau lungimea unui tronson ales la întîmplare din întreg ; n_1 — numărul bucăților de carote recuperate prin coloana de foraj de lungime L_f, care au lungimea egală cu diametrul carotelor ; d — diametrul mediu al carotelor ; L — lungimea cumulată a carotelor recuperate prin coloana de foraj de lungime L_f, care au o lungime mai mare decît diametrul carotelor ; n_2 — numărul bucăților de carote însumate în cadrul lungimii L.

Avînd în vedere că se bazează pe datele obținute prin lucrările de forare ce se execută în faza de explorare, coeficientul de slăbire structurală determinat cu relația 2.28 ar trebui să nu lipsească din nici o documentație geologică de omologare a rezervelor de substanțe minerale utile.

Ținînd seamă de faptul că toate aceste dependențe analitice au fost stabilite pentru anumite condiții concrete, a căror repetare deși este posibilă este greu de identificat, utilizarea relațiilor de mai sus nu trebuie să depășească caracterul de prognoză.

În ceea ce privește valorile caracteristicilor de rezistență ale suprafețelor de discontinuitate, acestea pot fi determinate, în laborator sau teren, prin încercări de forfecare pe plan obligat. În acest scop este necesar ca suprafețele de discontinuitate ale probelor utilizate la experimentări să aibe aceleași caracteristici cu ale celor existente în masiv, din care în primul rînd trebuie reprodus profilul suprafețelor aflate în contact (lucios, neted sau rugos), materialul de umplutură și conținutul în apă.

Pe baza rezultatelor unor numeroase experimentări, cercetătorii de la Institutul VNIMI din Leningrad au propus ca domenii orientative de variație ale caracteristicilor de rezistență ale rocilor pe suprafețele de discontinuitate, valorile cuprinse în tabelele 2.6 și 2.7.

Tabelul 2.6. **Valorile orientative ale unghiurilor de frecare internă, pe suprafețe de discontinuitate**

Denumirea rocilor	Caracteristicile suprafețelor			
	neregulată rugoasă	regulată rugoasă	neregulată netedă	regulată netedă
porfire, corneene, jaspilite, gresii	28—31°	24—28°	22—27°	20—26°
cuarțite secundare, granodiorite, porfire cuarțitice, granodiorit-porfir, roci skarnificate, sienite, aleurite	25—28°	22—25°	20—23°	17—20°
calcare, șisturi metamorfice, magnetite	24—27°	23—25°	20—22°	16—19°
șisturi argiloase, argilite	23—26°	21—23°	18—20°	15—18°
filite, șisturi clorito-talcoase și sericitoase	23—25°	20—22°	13—15°	9—12°

În tabelele 2.8, 2.9 și 2.10 prezentăm valorile medii ale caracteristicilor de rezistență determinate pe suprafețele netede ale contactelor dintre diferite formațiuni de roci colectate din trei perimetre miniere din țară.

Tabelul 2.7. **Valori orientative ale coeziunii rocilor pe suprafeţele de discontinuitate**

Caracteristica suprafeţei de discontinuitate	Caracteristica masivului de roci	Valoarea coeziunii, tf/m²
Suprafaţa de alunecare după contactele stratelor	Complex sedimentar dislocat	2—5
Contactele stratelor	Complex sedimentar compactizat, nedislocat, slab şistificat	50% din coezi unea determinată pe direcţia şistozităţii
Contactele stratelor	Complex sedimentar compactizat, slab şistificat	10—18
Contactele stratelor	Complex sedimentar metamorfozat	5—10
Fisuri neregulate şi deranjamente tectonice	Masive de roci eruptive şi metamorfice	5—10

Determinările au fost efectuate pe contactul dintre epruvete alcătuite din ceeaşi rocă sau din combinaţii, în tabele numărul de rînduri orizontale fiind egal cu cel al coloanelor verticale. În partea superioară a fiecărui rînd sînt prezentate valorile exprimate în grade ale unghiurilor de frecare a rocilor pe contacte, iar sub acestea, valorile adeziunii rocă-rocă exprimate în kgf/cm²

Tabelul 2.8. **Caracteristicile de rezistenţă ale contactelor dintre stratele unei cariere de lignit din Oltenia**

Nr. crt.	Denumirea rocii		Roca de la nr. crt.						
			1	2	3	4	5	6	7
1	Cărbune	φ	13°	5°	4°	12°	15°	20°	23°
		c	0,01	0,04	0,25	0,15	0,80	0,05	0,00
2	Argilă grasă	φ	5°	10°	10°	11°	12°	13°	14°
		c	0,40	0,20	0,15	0,15	0,15	0,15	0,10
3	Argilă	φ	4°	10°	10°	10°	13°	14°	16°
	cărbunoasă	c	0,25	0,15	0,15	0,15	0,15	0,12	0,10
4	Argilă	φ	12°	11°	10°	13°	13°	13°	14°
		c	0,15	0,15	0,15	0,20	0,10	0,10	0,10
5	Argilă	φ	15°	12°	13°	13°	13°	16°	18°
	prăfoasă	c	0,08	0,15	0,15	0,10	0,10	0,10	0,10
6	Nisip	φ	20°	13°	14°	13°	16°	25°	25°
	argilos	c	0,05	0,15	0,12	0,10	0,10	0,00	0,00
7	Nisip	φ	23°	14°	16°	14°	18°	25°	30°
	prăfos	c	0,00	0,10	0,16	0,10	0,10	0,00	0,00

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Tabelul 2.9. **Caracteristicile de rezistență ale suprafețelor de discontinuitate cu profil neted, ale unor roci sedimentare din bazinul minier Anina**

Nr. crt.	Denumirea rocii	Starea supr.		Roca de la nr. crt.							
				1	2	3	4	5	6	7	8
1	Cărbune	uscat	φ	13°	16°	20°	17°	19°	23°	19°	13°
			c	0,20	0,08	0,00	0,03	0,10	0,00	0,09	0,45
		umed	φ	14°	12°	22°	13°	17°	19°	17°	12°
			c	0,24	0,10	0,00	0,09	0,11	0,10	0,09	0,40
2	Argilă supraconsolidată	uscat	φ	16°	13°	17°	15°	16°	20°	18°	25°
			c	0,08	0,25	0,17	0,20	0,20	0,10	0,16	0,00
		umed	φ	12°	10°	13°	10°	5°	11°	10°	24°
			c	0,10	0,20	0,20	0,20	0,35	0,15	0,19	0,00
3	Gresie fină silicioasă	uscat	φ	20°	17°	27°	28°	27°	21°	28°	24°
			c	0,00	0,17	0,07	0,00	0,04	0,20	0,00	0,20
		umed	φ	22°	13°	26°	23°	24°	19°	27°	23°
			c	0,00	0,20	0,00	0,12	0,10	0,10	0,00	0,22
4	Gresie fină argiloasă	uscat	φ	17°	15°	28°	18°	21°	25°	22°	18°
			c	0,03	0,20	0,00	0,10	0,06	0,00	0,00	0,10
		umed	φ	13°	10°	23°	15°	13°	16°	14°	17°
			c	0,00	0,20	0,12	0,16	0,20	0,08	0,12	0,06
5	Gresie grosieră cuarțoasă micacee cărbunoasă	uscat	φ	19°	16°	27°	21°	27°	24°	29°	20°
			c	0,10	0,20	0,04	0,06	0,08	0,17	0,11	0,24
		umed	φ	17°	5°	24°	13°	23°	22°	21°	20°
			c	0,11	0,35	0,03	0,20	0,01	0,09	0,09	0,18
6	Gresie grosieră cuarțoasă micacee	uscat	φ	23°	20°	21°	25°	30°	30°	27°	20°
			c	0,00	0,10	0,20	0,00	0,00	0,00	0,10	0,20
		umed	φ	19°	11°	19°	23°	22°	30°	23°	20°
			c	0,10	0,15	0,20	0,03	0,09	0,00	0,10	0,14
7	Microconglomerat cuarțos	uscat	φ	19°	18°	28°	22°	29°	26°	30°	30°
			c	0,09	0,16	0,00	0,00	0,11	0,10	0,00	0,00
		umed	φ	17°	10°	27°	14°	21°	26°	29°	25°
			c	0,09	0,19	0,00	0,12	0,09	0,10	0,00	0,00
8	Microconglomerat cuarțos poros	uscat	φ	13	25°	24°	18°	20°	20°	30°	22°
			c	0,45	0,00	0,20	0,10	0,24	0,20	0,00	0,25
		umed	φ	12°	24°	23°	17°	20°	20°	25°	19°
			c	0,40	0,00	0,22	0,06	0,18	0,14	0,00	0,20

BCU IAȘI CENTRAL UNIVERSITARY

Tabelul 2.10. **Caracteristicile de rezistență ale suprafețelor de discontinuitate cu profil neted ale unor roci din bazinul minier Moldova Nouă**

Nr. crt.	Denumirea rocii		Roca de la nr. crt.							
			1	2	3	4	5	6	7	8
1	Banatit	φ	9°	14°	24°	23°	18°	24°	18°	20°
		c	1,7	1,0	1,4	0,6	1,8	2,0	2,0	1,8
2	Scarn	φ	14°	14°	24°	26°	14°	17°	19°	21°
		c	1,0	1,0	1,6	0,6	1,8	1,2	2,6	0,8
3	Scarn mineralizat	φ	24°	24°	24°	26°	21°	22°	19°	22°
		c	1,4	1,6	1,0	0,8	2,0	1,0	1,0	1,0
4	Scarn cu granați	φ	23°	26°	26°	25°	22°	22°	22°	24°
		c	0,6	0,6	0,8	2,0	1,8	1,3	1,5	0,6
5	Calcar alb marmorean	φ	18°	14°	21°	22°	13°	22°	25°	26°
		c	1,8	1,8	2,0	1,8	0,7	1,1	0,4	0,8
6	Calcar recristalizat	φ	24°	17°	22°	22°	22°	23°	24°	24°
		c	2,0	1,2	1,0	1,3	1,1	1,2	1,1	0,4
7	Calcar sedimentar	φ	18°	19°	19°	22°	25°	24°	25°	20°
		c	2,0	2,6	1,0	1,5	0,4	1,1	1,8	1,2
8	Șist cristalin	φ	20°	21°	22°	24°	26°	24°	20°	23°
		c	1,8	0,8	1,0	0,6	0,8	0,4	1,2	0,8

BCU IAȘI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

2.2.4. Influența discontinuităților asupra modulului de elasticitate

Între modulul de elasticitate determinat în laborator și modulul de elasticitate al rocilor în masiv, nu există egalitate. Din cauza suprafețelor de discontinuitate ce nu pot fi cuprinse în epruvetele cu dimensiuni limitate utilizate la determinările de laborator, modulul de elasticitate al rocilor în masiv are întotdeauna valori mai mici decît valorile prezentate în tabelele din volumul I capitolele 1 și 3.

După V. Rjevschi și G. Novik (1973), influența fisurației asupra modulului de elasticitate poate fi determinată din egalitățile :

$$\frac{E_m}{E} = \left[\frac{1 - Q'P_m}{1 - QP}\right]^2 = \left[\frac{1 - Q'P - Q'P_2}{1 - QP}\right]^2 \tag{2.29}$$

în care E_m este modulul de elasticitate în masiv ; E — modulul de elasticitate determinat în laborator ; P_m — porozitatea totală a masivului ; Q și Q' — parametrii ce iau în considerare configurația golurilor dintre particulele solide în cazul epruvetelor și dintre blocurile structurale în cazul masivelor ; $P_m = P + P_2$ (în care P_2 reprezintă volumul suplimentar de goluri al masivului, față de volumul porilor P) .

Pentru un volum unitar, $P = V = Al$

unde V este volumul porilor ; A — suprafața relativă de contact a unei particule solide ; l — dimensiunea relativă a porilor măsurată pe o direcție perpendiculară pe suprafața A.

Întrucît parametrul Q care caracterizează forma golurilor este egal cu $1/l$, mărimea acestuia este întotdeauna supraunitară și variază în general de la 1,5 la 4.

Presupunînd că parametrii Q și Q' au aceeași valoare, egalitatea 2.29 se poate scrie și sub forma

$$\frac{E_m}{E} = \left[1 - \frac{Q \cdot P_2}{1 - QP}\right]^2 \tag{2.30}$$

Cum însă, aproape întotdeauna $Q' > Q$, este clar că diferența dintre cele două module se modifică și în funcție de acest parametru. Utilizînd în cercetările sale lucrul tensiunilor, Rittinger a ajuns la concluzia că la roci, mărimea acestuia este invers proporțională cu dimensiunea medie d a particulelor solide, adică

$$\Sigma \sigma_{ij} \varepsilon_{ij} = \frac{1}{d} \tag{2.31}$$

Pe baza considerentelor de mai sus, între epruvete și masiv există următoarea egalitate ;

$$\sigma \varepsilon d = \sigma_m \varepsilon_m d_m, \tag{2.32}$$

în care termenii au semnificațiile cunoscute, cu indicele m notîndu-se tensiunile, deformațiile și dimensiunile elementelor structurale, la scara masivului.

Pentru că în cazul corpurilor elastice $\varepsilon = \sigma E^{-1}$, egalitatea 2.32 devine

$$\frac{\sigma^2 d}{E} = \frac{\sigma_m^2 d_m}{E_m}$$

de unde

$$\sigma_m = \sigma \sqrt{\frac{d}{d_m} \cdot \frac{E_m}{E}}, \tag{2.33}$$

relație prin intermediul căreia se poate calcula, cu o aproximație acceptabilă, rezistența masivelor de roci supuse la solicitări de compresiune.

2.3. Fluajul rocilor

Modificarea de volum și formă ce are loc în timp sub acțiunea unei sarcini constante, continui (fluaj), este o proprietate care se manifestă și în cazul rocilor. Energia mecanică transmisă acestora de către solicitări, poate fi stocată și/sau disipată în corpul lor, în raport cu comportamentul ce le este specific. Legătura dintre starea inițială și cea modificată se face prin intermediul deformațiilor specifice volumice $\left(\varepsilon_v = \frac{\Delta v}{V}\right)$, axiale $\left(\varepsilon_l = \frac{\Delta l}{l}\right)$, sau transversale $\left(\varepsilon_t = \frac{\Delta d}{d}\right)$.

Deformația reală a rocilor, oricît de mică ar fi, se compune dintr-o parte reversibilă și una remanentă. Caracterul reversibil al deformației își are sursa în partea din energia mecanică pe care roca o poate înmagazina în timpul solicitării.

Datorită unor caracteristici ce vor fi explicate în continuare, deformația reversibilă se produce atît *instantaneu*, (cînd este pusă pe seama caracteristicilor elastice ale rocilor), cît și *în timp* (pe seama vîscozității acestora).

Deformarea remanentă și cea vîscoasă consumă însă o parte din această energie, pe care o transformă în lucru mecanic în acel moment al solicitării în care se distrug unele legături de coeziune sau de reazem dintre particulele solide componente și imprimă deformației un caracter ireversibil.

Proprietățile elastice ale rocilor pot fi puse în evidență prin intermediul curbei caracteristice efort-deformație, a limitei de elasticitate, modulului de elasticitate, constantei și coeficientului lui Poisson.

În cazul solicitărilor monoaxiale, curba efort-deformație reprezintă variația grafică a deformației axiale în raport cu creșterea tensiunii de comprimare sau de întindere. Deformațiile axiale ce corespund acestor tipuri de solicitări sînt reprezentate prin scurtări și respectiv alungiri.

Principalele forme de comportare a rocilor în timpul solicitărilor monoaxiale sînt:

— comportarea elastică liniară (porțiunea *OA* din fig. 2.11) ce se produce imediat după aplicarea solicitării. Deformația corespunzătoare se găsește față de acesta într-o dependență liniară $\left(\frac{\sigma}{\varepsilon} = \text{constant}\right)$;

— comportarea elastică neliniară caracterizată printr-o curbă efortdeformaţie neliniară cu concavitatea orientată fie către axa deformaţiilor fie către cea a tensiunilor şi care în timpul descărcării urmează acelaşi traseu ca în timpul încărcării (porţiunea *OAB* din fig. 2.11, atît pentru încărcare cît şi pentru descărcare) ;

— comportarea vîscoelastică caracterizată de o curbă efort-deformaţie tot neliniară, dar care la descărcare urmează un alt traseu decît la încărcare şi pune în evidenţă o buclă de histerezis (*BDC* în fig. 2.11).

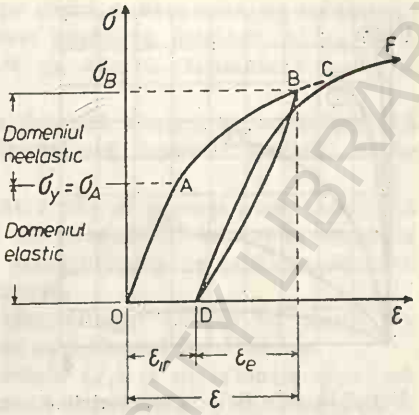


Fig. 2.11. Diagrama efort-deformaţie (Jumikis, 1979).

— comportarea plastică, reprezentată prin deformaţia ireversibilă care se dezvoltă în corpul rocii în timpul încărcării acesteia cu eforturi ce depăşesc o anumită limită, iar curba efort-deformaţie la descărcare este distinctă de cea de la încărcare şi nu mai revine în acelaşi punct de pe axa absciselor (în fig. 2.11 încărcarea de-a lungul curbei *OAB*, iar descărcarea de-a lungul lui *BD*). Prin urmare în aceste cazuri deformaţia totală ε este o sumă de două componente : una reversibilă ε_e şi una ireversibilă ε_{ir} ;

— comportarea de fluaj sau de curgere lentă, caracterizată printr-o creştere continuă în timp a deformaţiei, fără ca valoarea solicitării să crească, alcătuită dintr-o parte reversibilă şi una ireversibilă.

Fiecare rocă are curba sa caracteristică, corespunzătoare comportamentului său elastic şi/sau plastic. Curba *1* din figura 2.12 reprezintă după prof. M. Stamatiu (1962) curba caracteristică a unei roci cuarţitice elastice cu deformaţii foarte mici şi rupere casantă (bruscă). Curba *2* reprezintă rocile care pînă la rupere înregistrează şi deformaţii remanente, aşa cum sînt marmura, calcarele, anhidritul, gipsul şi altele. Curba *3* este caracteristică rocilor elastoplastice, cum sînt sarea gemă, sărurile de potasiu şi magneziu, marnele etc. Curba *4* caracterizează rocile care nu au o limită de elasticitate precisă şi înregistrează deformaţii remanente mari. Curba *5* reprezintă materialele ale căror deformaţii se găsesc numai în domeniul plastic.

Curba efort-deformaţie este influenţată şi de mărimea vitezei cu care sînt aplicate eforturile, la viteze mai mari apropiindu-se de dreapta $\sigma = \varepsilon E_d$, aşa după cum se poate constata şi din analiza familiei de curbe prezentate în figura 13.

Limita de elasticitate (σ_e) este acea valoare a efortului unitar căreia teoretic îi corespunde o deformaţie remanentă nulă, dar acceptată convenţional mai mică decît unu la mie.

Din cauza dimensiunilor relativ reduse ale probelor ce se utilizează la determinări în laborator sau „in situ", această deformaţie nu poate fi măsurată decît cu o precizie de 0,01% şi de aceea drept limită convenţională de elasticitate se consideră tensiunea care produce o deformaţie ireversibilă de cel mult 0,03% din lungimea epruvetei.

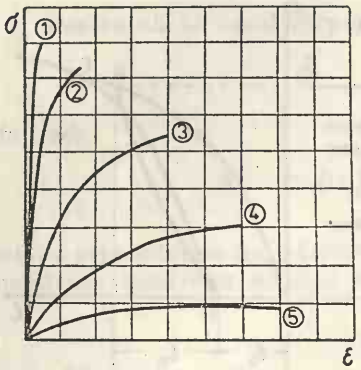


Fig. 2.12. Curbele caracteristice efort-deformație ale unor tipuri de roci.

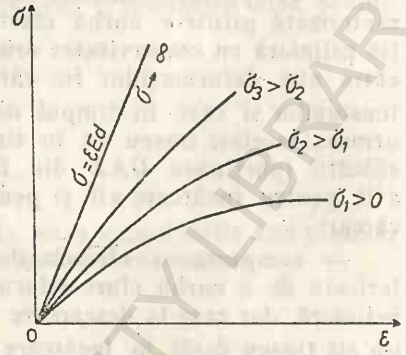


Fig. 2.13. Variația curbelor efort-deformație în funcție de viteza de încărcare.

După P. M. Țimbarevici (1948), valorile limitei de elasticitate la solicitări de compresiune sînt mai mari decît la solicitări de tracțiune. Între rezistența la rupere și limita de elasticitate există un raport care are o valoare mai mare în cazul solicitărilor de compresiune față de cele la întindere.

Modulul de elasticitate E sau modulul axial al lui Young este definit pe porțiunile elastice ale curbei efort-deformație, prin raportul dintre creșterea $\Delta\sigma$ a tensiunii axiale și deformația de comprimare $\Delta\varepsilon$ ce-i corespunde adică :

$$E = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2'}{\varepsilon_1 - \varepsilon_2} = \operatorname{tg}\alpha \qquad (2.34)$$

în care α este unghiul pe care-l formează cu abscisa, dreapta care unește pe curbă cele două puncte.

În cazul în care aceste două puncte coincid, sau trebuie să se stabilească modulul de elasticitate corespunzător unui anumit punct de pe curba caracteristică (fig. 2.14), valoarea modulului este determinată de tangenta la curba dusă prin acel punct, de unde provine și denumirea de *modul tangent de elasticitate* (E_t).

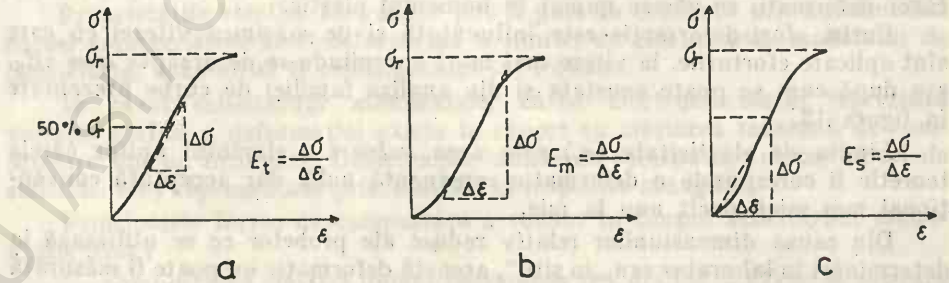


Fig. 2.14. Metoda de calcul a modulului lui Young (după Comm. on Stand. of Lab. and Field Tests, 1978) :
a — modul tangent ; *b* — modul liniar sau mediu ; *c* — modul secant.

BCU IAȘI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Dacă în loc de tangentă în punctul de pe curbă pentru care se calculează modulul se trasează o dreaptă ce unește acest punct cu originea, atunci tangenta unghiului format de această dreaptă cu abscisa reprezintă modulul secant (E_s) de elasticitate (fig. 2.14, *c*).

O porțiune liniară sau apropiată de o dreaptă din curba caracteristică determină un al treilea tip de modul de elasticitate denumit *modulul mediu* (E_m) de elasticitate (fig. 2.14, *b*).

Între cele trei module, determinate pentru una și aceeași rocă, nu există în general egalitate. Atît modulul tangent cît și modulul secant se exprimă în practică pentru un punct de pe curba caracteristică ce corespunde unei tensiuni egale cu 50% din tensiunea de rupere.

Un alt parametru ce caracterizează elasticitatea rocilor în masiv, în fundații sau în elementele de rezistență, este coeficientul lui Poisson.

Raportul dintre deformația specifică axială (ε_l) și deformația specifică transversală (ε_t) a unei epruvete de rocă supusă la o solicitare de compresiune monoaxială este numită numărul lui Poisson $\left(m = \frac{\varepsilon l}{\varepsilon t}\right)$ în timp ce inversul acestuia reprezintă coeficientul lui Poisson $\left(\mu = \frac{\varepsilon t}{\varepsilon l}\right)$. Numărul lui Poisson are pentru medii elastice izotrope o valoare mai mare decît 2, iar coeficientul lui Poisson este mai mic de 0,5. Pentru una și aceeași rocă, mărimea numărului și coeficientului lui Poisson variază odată cu sarcina care produce deformația, mai ales la valori mari ale acesteia.

Atunci cînd se caracterizează o rocă, prezentarea rezultatelor trebuie să se facă pentru aceleași tensiuni care au servit la determinarea modulului de elasticitate, pentru proiectare fiind utilă, însă, prezentarea grafică a funcției $\mu = F(\sigma)$.

Influența pe care o are elasticitatea rocilor asupra valorilor acestor constante, este ilustrată de datele din tabelul 2.11, din care se poate constata că valoarea lui *m* crește și a lui μ scade în raport direct cu elasticitatea rocilor.

Tabelul 2.11. **Valorile medii ale constantei *m* și ale coeficientului lui Poisson pentru diferite roci și substanțe minerale (M. Stamatiu, 1962)**

	Sare gemă	Huilă	Șist cuprifer	Gips	Gresie	Anhidrit	Calcar
m	4	6	7	10	12	13	20
μ	0,250	0,166	0,143	0,100	0,080	0,077	0,050

Raportul dintre deformația epruvetei în momentul ruperii (Δ_l) și lungimea sa inițială (*l*) reprezintă deformația specifică de rupere (ε_r).

În general scurtarea specifică a rocilor datorită compresiunii este mai mare decît alungirea ce se obține prin întindere, de la această regulă făcînd excepție rocile casante, cum este, de exemplu, cuarțitul.

Pentru calculele de dimensionare în care rocile participă ca fundament sau ca elemente de rezistență, evaluarea comportamentului acestora la solicitări are o deosebită importanță. Fiind medii alcătuite din toate cele trei faze de stare, proprietățile reale ale rocilor sînt atît de complexe, încît o exprimare matematică exactă și generală a comportamentului lor la solicitări este imposibilă. Din acest motiv a fost necesar să se apeleze la o serie de ipoteze mai generale sau mai restrictive din domeniile mecanicii teoretice, care, în cazul altor corpuri, descriu prin intermediul unor ecuații fizice relațiile posibile între eforturi și deformații.

Cel mai simplu dintre aceste modele, este acela al mediului elastic ideal, cunoscut și sub denumirea de legea lui Hooke generalizată, potrivit căreia pentru medii omogene liniare și antizotrope relația dintre tensiuni σ și deformații ε este liniară:

$$\{\sigma\} = [C]\ \{\varepsilon\} \tag{2.35}$$

în care $[C]$ este o matrice 6×6 a constantelor elastice determinate prin solicitări mono- sau multiaxiale.

În cazul mediului liniar elastic și izotrop intervin doar două constante distincte în legea lui Hooke. De obicei se utilizează notațiile: E — modulul de elasticitate axială sau modulul lui Young; G — modulul de elasticitate transversală; μ — coeficientul lui Poisson.

Între constantele elastice există următoarele relații:

$$E = 2G(1 + \mu) \tag{2.36}$$

$$G = \frac{E}{2(1 + \mu)} \tag{2.37}$$

$$\mu = \frac{E}{2G} - 1 \tag{2.38}$$

Conform legii lui Hooke, comportamentul corpului elastic solicitat după o singură axă are următoarea ecuație fizică:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} \tag{2.39}$$

În condiții de solicitare triaxială, aceeași legătură dintre eforturi unitare și deformații se exprimă, pentru un corp solid, elastic, omogen și izotrop, prin ecuațiile:

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{E}[\sigma_1 - \mu(\sigma_2 + \sigma_3)] \tag{2.40}$$

$$\varepsilon_2 = \frac{1}{E}[\sigma_2 - \mu(\sigma_3 + \sigma_1)] \tag{2.41}$$

$$\varepsilon_3 = \frac{1}{E}[\sigma_3 - \mu(\sigma_1 + \sigma_2) \tag{2.42}$$

Întrucît deformația specifică volumică, reprezintă suma deformațiilor determinate pe cele trei axe, $\varepsilon_v = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3$, conform legii lui Hooke,

BCU IAȘI / CENTRALĂ UNIVERSITARĂ

la solicitări triaxiale aceasta este proporţională cu suma eforturilor unitare normale după cele trei direcţii ortogonale $(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) = \sigma_T$ adică

$$\varepsilon_v = \frac{\sigma T}{G} = \frac{1 - 2\mu}{E}\,\sigma_T \tag{2.43}$$

sau

$$3K\varepsilon_v = \sigma_T \tag{2.44}$$

în care : $K = \dfrac{E}{3(1 - 2\mu)}$ (2.45)

este modulul de compresibilitate.

Pentru medii izotrope constantele elastice satisfac următoarele inegalităţi : $E > 0$; $G > 0$; $2G \leqslant E \leqslant 3G$; $0 \leqslant \mu \leqslant 0{,}5$. Pentru medii anizotrope μ poate să fie mai mare de 0,5, iar în cazul izotrop $\mu = 0{,}5$ corespunde incompresibilităţii.

În lipsa deformaţiei transversale, $\mu = 0$ şi $E = 2G$. Întrucît legea lui Hooke exprimă comportamentul ideal elastic al solidelor, între acesta şi cel elastic real există şi abateri. S-a constatat că majoritatea solidelor în timp ce rezistă la solicitări multiaxiale cu valori foarte ridicate şi se deformează numai în volum, la eforturi monoaxiale mult mai reduse îşi modifică forma şi cedează, rupîndu-se, motiv pentru care la evaluarea comportamentului la solicitări este necesar să fie separate componentele legate de variaţia de volum de cele legate de variaţia formei.

În cazul rocilor, utilizarea acestui model este limitată la determinarea stării de tensiuni a unui masiv înainte şi imediat după executarea excavaţiilor, la aproximarea stării lor de deformare şi de deplasare limită, dar nu poate explica comportamentul la solicitări în timp al acestora.

Un alt model, împrumutat din mecanica fluidelor este acela al corpului vîscos, exprimat prin legea lui Newton, potrivit căreia, între eforturi şi vitezele de deformare există o dependenţă liniară.

$$\sigma = \eta \frac{d\varepsilon}{dt} = \eta\dot{\varepsilon} \tag{2.46}$$

în care η este coeficientul de viscozitate ; iar $\dot{\varepsilon}$ — viteza de deformare.

După cum se ştie, un fluid vîscos răspunde la o stare constantă de eforturi aplicată instantaneu, printr-un proces de curgere uniformă, disipînd energia mecanică preluată fără a o stoca.

Potrivit ecuaţiei 2.46, rezultă că :

— la tensiune constantă ($\sigma = \sigma_0 = $ constant) :

$$\varepsilon = \frac{\sigma_0}{\eta} t \tag{2.47}$$

— la o modificare constantă a tensiunii ($\sigma = \sigma_0 t$)

$$\varepsilon = \frac{1}{\eta} \cdot \frac{1}{2\sigma_0} \sigma^2 \tag{2.48}$$

obţinîndu-se familia de curbe din fig. 2.13, în care $E_d \to \infty$. La solicitări aplicate cu viteze foarte mari, deformaţia este foarte mică, în timp ce la viteze

de deformare constante, tensiunea rămîne constantă. Pentru a se putea menține o deformație constantă și continuă, valoarea tensiunii trebuie să fie nulă.

Un al treilea model este modelul corpului perfect plastic, potrivit căruia un corp nu se deformează decît dacă tensiunea de solicitare (σ) ajunge sau depășește o anumită tensiune limită numită *limită de plasticitate* (σ_y).

Deformațiile corpurilor perfect plastice sînt în totalitate sau în cea mai mare parte ireversibile, din care cauză, după îndepărtarea tensiunii care le-a produs, corpul rămîne deformat.

Pentru tensiuni cu valori sub limita de plasticitate, modelul presupune uneori un comportament rigid al corpului atît la încărcare cît și la descărcare, neglijînd în totalitate deformațiile elastice.

Observațiile efectuate asupra comportamentului la solicitări al rocilor au pus în evidență și alte caracteristici, care, așa după cum se va vedea în continuare sînt foarte importante și depind de durata de acționare și de viteza de aplicare (încărcare) a eforturilor.

Spre deosebire de deformațiile elastice, mărimea deformațiilor neelastice sînt direct influențate de factorul timp. În procesul de solicitare-deformare a rocilor s-a constatat că la eforturi constante deformația continuă să se dezvolte pe măsura creșterii duratei de acționare, fenomen ce este cunoscut sub denumirea de *fluaj* sau *curgere lentă*.

Prin creșterea în valoare a solicitării, curba efort-deformație urmărește traseul *OA* din fig. 2.15. Oprind procesul de încărcare cu eforturi, de exemplu la nivelul lui σ_0 (tensiune care se menține în timp la aceeași valoare), deformația rocii continuă să crească, curba abătîndu-se din punctul *B* pe traseul *BC*. Durata de deformare de la *B* la *C*, întrece cu cîteva ordine de mărime intervalul de timp consumat pentru producerea deformării de la 0 la *B*. Deformația ireversibilă *OD* are două componente, din care una plastică obținută pe traseul *OB* și una de fluaj corespunzătoare deformării de la *B* la *C*.

În cazul solicitărilor efectuate în intervale reduse de timp, deformația, de fluaj este neglijabilă, spre deosebire de solicitările cu durată mare în care, deformațiile elastice și plastice sînt neglijabile în raport cu cele de fluaj.

Analizînd o curbă care exprimă variația deformației în timpul fluajului, se pun în evidență trei zone de fluaj (fig. 2.16) și anume :

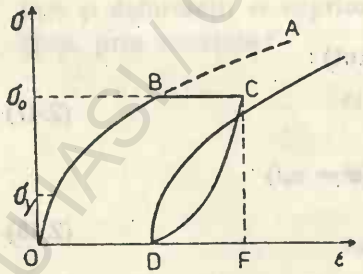


Fig. 2.15. Curbă efort deformație obținută prin încărcare, fluaj, descărcare, încărcare.

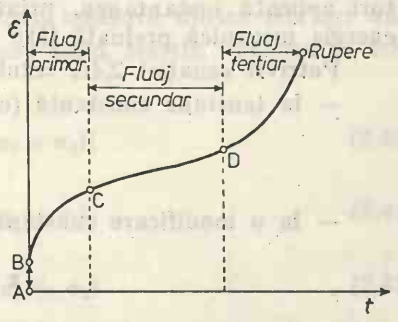


Fig. 2.16. Variația deformației rocilor în timpul fluajului.

— zona de fluaj primar, caracterizat printr-o reducere continuă a vitezei de deformare (cu o valoare mare la începutul intervalului și din ce în ce mai redusă spre sfîrșitul acestuia), zonă care se mai numește și „zonă de fluaj nestabilizat" ;

— zona de fluaj secundar sau zona de fluaj stabilizat, în care deformarea se produce cu o viteză medie constantă ;

— zona de fluaj terțiar corespunzătoare zonei de creștere rapidă a vitezei de deformare pînă la rupere.

Deformația instantanee, produsă în momentul încărcării cu efortul σ_0 și reprezentată prin segmentul AB din fig. 2.16, se compune dintr-o parte elastică, deci reversibilă, și din una remanentă. Mărimea acestei deformații depinde direct de mărimea efortului care produce solicitarea (fig. 2.17). Studierea în detaliu a deformației instantanee reprezentate prin segmentul AB din fig. 2.16 este posibilă prin utilizarea solicitării progresive a rocii cu o viteză constantă de încărcare de la un efort $\sigma = 0$ pînă la efortul constant $\sigma = \sigma_0$. Timpul care se scurge din momentul aplicării efortului și pînă la stabilizarea deformației, se numește *timp de stabilizare a deformației* și are o mărime care variază atît de la rocă la rocă, cît și în funcție de valoarea efortului constant aplicat (fig. 2.17).

Cunoașterea acestui timp prezintă o importanță deosebită, întrucît el reprezintă timpul necesar pentru obținerea unei curbe de fluaj cvasistabilizat.

O altă caracteristică de comportament la solicitări a rocilor, îl reprezintă fenomenul de *relaxare* potrivit căruia, prin menținerea în timp a unei deformații constante, tensiunea sau sarcina aplicată scade lent în timp. Reducerea în timp a tensiunii poate ajunge pînă aproape de valoarea zero sau, de cele mai multe ori pînă la o anumită valoare constantă ce rămîne în rocă ca tensiune remanentă (fig. 2.18).

Pentru că în activitatea inginerească interesează și comportamentul în situația în care după o anumită solicitare a rocilor are loc descărcarea acestora de eforturi, așa cum se întîmplă de exemplu în cazul silozurilor sau a

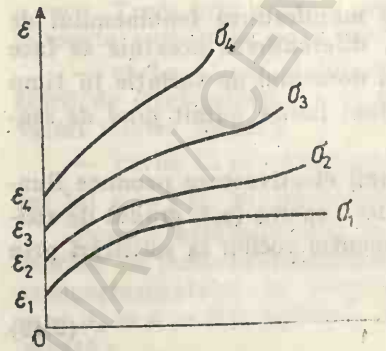


Fig. 2.17. Variația în timp a deformațiilor în funcție de mărimea tensiunilor care le produc.

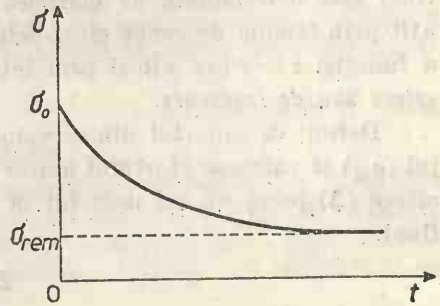


Fig. 2.18. Reducerea în timp a tensiunii la menținerea unei deformații constante.

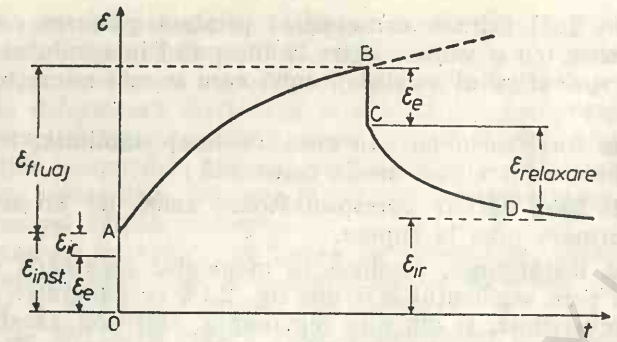


Fig. 2.19. Structura deformațiilor obținută în timpul procesului de încărcare, fluaj și relaxare.

rezervoarelor de combustibil, au fost efectuate și astfel de experiențe și s-a pus în evidență o altă caracteristică de comportament a rocilor și anume *fluajul invers*.

Prin înlăturarea solicitării, deformația rocii se reduce, tinzînd ca în timp să ajungă către o anumită valoare limită. Înlăturarea bruscă a efortului, determină o dispariție instantanee a deformației elastice, din care cauză curba timp-deformație urmărește traseul BC din fig. 2.19, după care continuă să se reducă lent pînă la stabilizare.

Prin experimentări în laborator, efectuate în scopul urmăririi deformării rocilor în procesele de solicitare cu eforturi de fluaj sau de relaxare pot fi puse în evidență caracteristicile de comportament ale acestora și natural deformațiilor (fig. 2.19). Deformația instantanee ce se produce în momentul solicitării se compune dintr-o parte reversibilă de natură elastică și din una ireversibilă, de natură vîscoplastică. Deformația de fluaj are la rîndul său tot două componente din care una reversibilă de natură vîscoelastică și una remanentă de natură viscoplastică. Deformația instantanee pe care o suferă rocile prin încărcare este întotdeauna mai mare decît deformația instantanee de revenire, ce se produce prin descărcare.

Întrucît în cadrul uneia și aceleiași roci manifestarea fenomenului de fluaj este determinată de mărimea solicitării, diferențierea acestuia se face atît prin familia de curbe efort-deformație din domeniul de variație în timp a funcției $\varepsilon = F(\sigma)$, cît și prin intermediul unui indice numit *grad de solicitare* sau *de încărcare*.

Definit ca raportul dintre valoarea tensiunii efective care produce fluajul (σ_{ef}) și valoarea efortului unitar care produce ruperea (σ_r), gradul de solicitare (Δ) joacă un rol deosebit în comportamentul rocilor la solicitări prin fluaj.

$$\Delta = \frac{\sigma_{ef}}{\sigma_r} \tag{2.49}$$

Valorile acestui raport pot varia de la $\Delta = 0$ pentru $\sigma_{ef} = 0$ pînă la $\Delta = 1$ pentru $\sigma_{ef} = \sigma_r$.

Reprezentarea grafică a funcției $\Delta = F(\varepsilon)$ pune în evidență un număr de trei regimuri distincte de comportament al rocilor la solicitări de durată (fig. 2.20) separate după cum urmează :

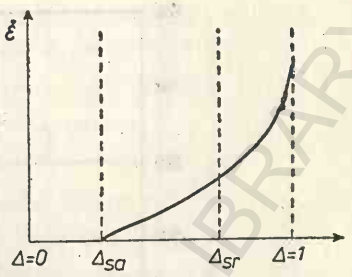


Fig. 2.20. Corelația dintre viteza de deformație și gradul de solicitare.

1. Regimul de stabilitate absolută a rocii este caracterizat printr-o viteză de deformare nulă și o deformație care rămîne constantă atîta timp cît gradul de solicitare nu se modifică. Gradul de solicitare maxim care admite acest comportament poartă numele de *limită de stabilitate absolută* (Δ_{sa}). Pentru grade de solicitare $\Delta_{ef} < \Delta_{sa}$, rocile pot rezista solicitărilor la care sînt supuse, de-a lungul unei perioade de timp practic nelimitate.

2. Regimul de stabilitate relativă este caracterizat printr-o deformație care crește permanent spre deformația de rupere cu o viteză de deformare relativ constantă. Gradul de solicitare care marchează trecerea de la acest regim la regimul de instabilitate, se numește *limită de stabilitate relativă* (Δ_{sr}). Pentru grade de solicitare cuprinse între cele două limite ($\Delta_{sa} < \Delta_{ef} < \Delta_{sr}$) rocile pot rezista la solicitări numai pe parcursul unor perioade finite de timp.

Regimul de instabilitate reprezintă ultimul stadiu de deformare al rocilor și este caracterizat printr-o deformație, care într-un timp scurt crește rapid în valoare pînă ajunge la deformația de rupere. Pentru a aduce rocile în cadrul acestui regim de comportare, gradul efectiv de solicitare (Δ_{ef}), trebuie să fie mai mare decît limita de stabilitate relativă Δ_{sr}. Ajunse în acest stadiu, rocile nu rezistă în timp și cedează.

Fiecare rocă are domeniul său propriu de variație a stărilor de tensiune și deformație D, mărginit de trei frontiere, cu următoarele semnificații (fig. 2.21) :

— curba C_d de răspuns instantaneu al rocii, adică limita maximă a stării de efort-deformație ce se obține prin cea mai rapidă încărcare cu eforturi a rocii. Trece prin originea axelor unde $\sigma = \varepsilon = 0$ și poate fi tangentă sau se poate suprapune pe o porțiune cu dreapta lui Hoeke ;

— curba C_c de stabilizare a fluajului, reprezentînd limita minimă a stării de efort-deformație ce poate fi atinsă prin aplicarea unor tensiuni cu valori relativ reduse ;

— curba C_r sau frontiera de rupere a rocii este o curbă medie a valorilor lui $\sigma = F(\varepsilon, \dot{\sigma})$ determinate experimetal.

Pentru exemplificare, în fig. 2.21 prezentăm domeniul de variație a stărilor de tensiune-deformație al unui șist cuarțitic. Din punct de vedere al comportamentului în timp, dreapta AB, corespunzătoare unei tensiuni $\sigma = \sigma_0 = a = 300$ kgf/cm^2, împarte domeniul în două zone după cum urmează :

— zona de stabilitate absolută, cuprinsă în interiorul perimetrului OAB ;

— zona de stabilitate relativă, cuprinsă în interiorul perimetrului ABC.

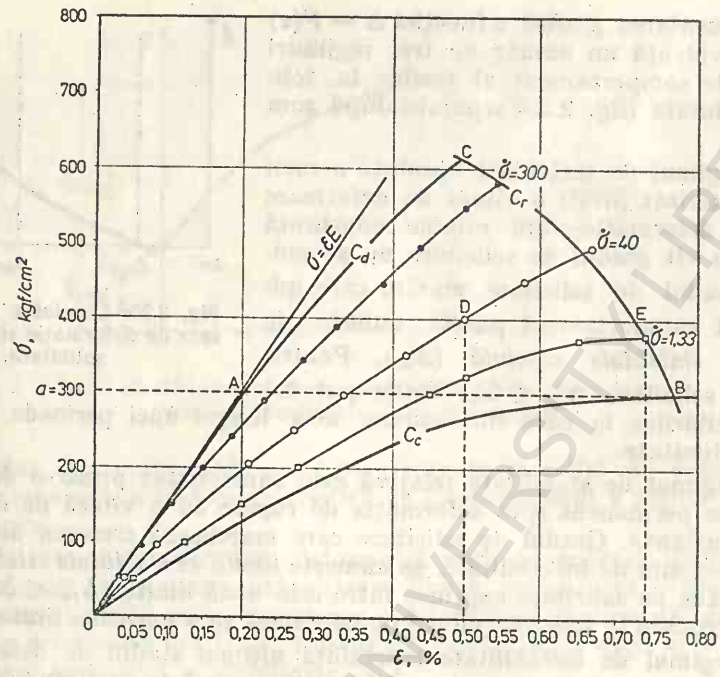


Fig. 2.21. Domeniul de variație a stărilor de efort-deformație al unui șist cuarțitic cu ecuația constitutivă de forma:

$$\dot{\varepsilon} = 12\left(\frac{\sigma}{E}\right)^{0,2}\dot{\sigma} + \frac{k}{E}\{\sigma - 300[1 - \exp(-200\varepsilon)]\}$$

Pentru că în zona de stabilitate absolută roca este supusă unor tensiuni $\sigma < a$, deformațiile acesteia nu ajung niciodată în timp la mărimea deformațiilor de rupere, chiar dacă viteza de încărcare cu eforturi crește, așa că elementele de rezistență dimensionate pentru astfel de tensiuni vor rezista solicitărilor un timp practic nelimitat.

În zona de stabilitate relativă, după o perioadă anumită de timp deformațiile ajung, din cauza fluajului, la mărimea deformațiilor de rupere. La un $\sigma_{cf} = 400$ kgf/cm² și o viteză de încărcare $\dot{\sigma} = 40$ kgf/cm² și minut, curba efort-deformație urmează la început traseul OD cu $\varepsilon = 0,5\%$, la care se adaugă, prin fluaj, traseul DE cu $\varepsilon = 0,24\%$ și cu care de fapt atinge deformația de rupere.

Pînă nu de mult pentru a împiedica deformarea în timp a elementelor de rezistență alcătuite din roci, rezultatele calculelor de dimensionare efectuate prin metodele clasice ale rezistenței materialelor erau întregite pe bază de tradiție sau experiență, prin intermediul unor coeficienți de siguranță acoperitori.

Etapa următoare s-a bazat pe ideea că solicitînd rocile cu tensiuni care nu dau nici un fel de deformații se poate asigura stabilitatea elementelor de rezistență alcătuite din roci pe perioade de timp practic nelimitate.

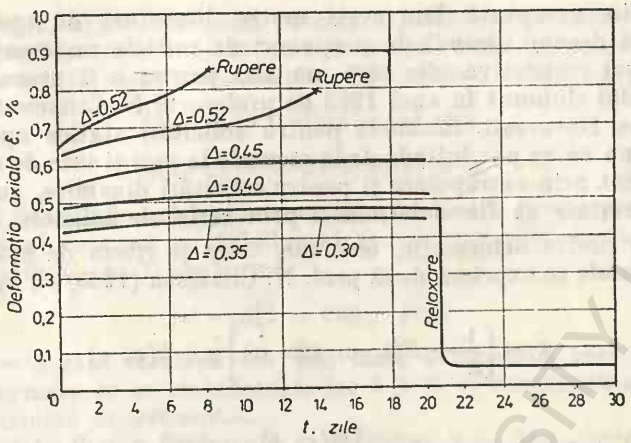


Fig. 2.22. Variația în timp a deformațiilor unei gresii supuse la grade de solicitare diferite.

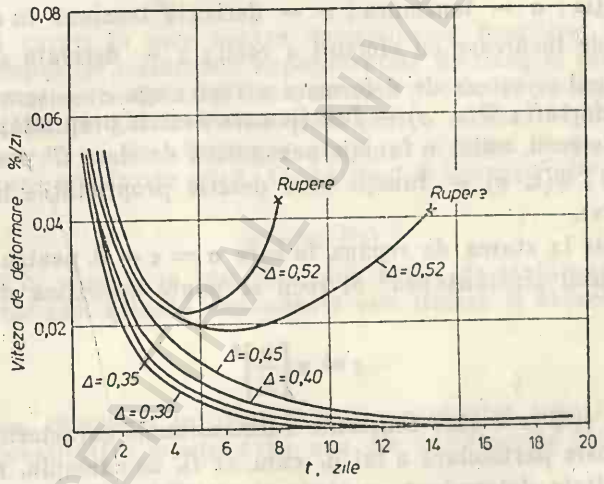


Fig. 2.23. Variația în timp a vitezei de deformare a aceleiași gresii pentru diferite grade de solicitare.

Cu toate că reprezintă un progres față de etapa coeficienților de siguranță acoperitori, în cele mai multe cazuri această soluție reprezintă supradimensionări, cu cheltuieli costisitoare sau imobilizări de rezerve de substanțe minerale utile în pilieri și planșee de protecție și de rezistență. Pentru a putea înlătura aceste deficiențe, era necesar ca mai întîi să se găsească comportamentului rocilor la solicitări o explicație matematică, care să poată fi utilizată în calculele numerice proprii proiectării. Dacă pentru „răspunsul imediat" al rocilor a fost posibil să se dea o explicație, problema „răspunsului întîrziat", datorat fluajului, a rămas pînă acum fără o rezolvare gene-

rală și unanim acceptată. Din acest motiv, literatura de specialitate din ultimele două decenii abundă în propuneri de modele matematice, mai generale sau mai restrictive, din care am ales pentru a fi prezentat în continuare modelul elaborat în anul 1963 de profesorul N. Cristescu, de la Universitatea din București. Elaborat pentru solicitări statice aplicate în intervale de timp ce se pot întinde de la secunde la zeci și sute de ani, modelul poate fi utilizat prin extrapolare și pentru solicitări dinamice, cu condiția ca parametrii acestuia să fie determinați prin astfel de solicitări.

Legătura dintre deformație, tensiune, timp și viteza de aplicare a solicitării monoaxiale se exprimă după prof. N. Cristescu (1963) cu ajutorul ecuației:

$$\dot{\varepsilon} = \left[\frac{1}{E} + F(\varepsilon,\ \sigma,\ \operatorname{sgn}\dot{\sigma})\right]\dot{\sigma} + \psi(\varepsilon,\ \sigma) \tag{2.50}$$

cu

$$F(\varepsilon,\ \sigma,\ \operatorname{sgn}\dot{\sigma}) = \begin{cases} \Phi(\varepsilon,\ \sigma) & \text{dacă } \dot{\sigma} \geqslant 0 \\ 0 & \text{dacă } \dot{\sigma} < 0 \end{cases} \tag{2.51}$$

în care E reprezintă modulul de elasticitate stabilit prin determinări statice; ε — deformația; σ — tensiunea; $\dot{\sigma}$ — derivata tensiunii în raport cu timpul = viteza de încărcare cu eforturi a rocii; $\dot{\varepsilon}$ — derivata deformației în raport cu timpul = viteza de deformare a rocii; $\operatorname{sgn}\dot{\sigma}$ — semnul vitezei de încărcare cu eforturi; $\Phi(\varepsilon,\ \sigma)$ — funcție care descrie proprietățile rapide sau instantanee ale rocii, adică o funcție nenegativă de clasa C^1 pentru $0 \leqslant \sigma \leqslant E$ și $\varepsilon \geqslant 0$; $\psi(\varepsilon,\ \sigma)$ — funcție care descrie proprietățile lente ale rocii (fluaj, relaxare).

Pornind de la starea de repaus, în care $\sigma = \varepsilon = 0$, pentru multe tipuri de roci răspunsul „instantaneu" al rocii se poate aproxima destul de bine prin curba:

$$\varepsilon = \alpha\left[\frac{\sigma}{E_0}\right]^{\beta} \tag{2.52}$$

în care $\alpha \geqslant 0$ și $\beta > 0$ sînt constante adimensionale caracteristice rocii, iar E_0 este o valoare particulară a lui E, cum ar fi, de exemplu, modulul dinamic de elasticitate determinat cu ajutorul ultrasunetelor.

În cazul unor viteze mari de încărcare, deci atunci cînd este vorba de solicitări rapide sau prin șoc, cel puțin în zona tensiunilor relativ „mici", răspunsul este liniar și poate fi exprimat prin

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} \tag{2.53}$$

Pentru orice ε și σ aparținînd domeniului D, răspunsul imediat al rocii reprezintă prin funcția $\Phi(\varepsilon,\ \sigma)$ va fi definită prin ecuația:

$$\Phi(\varepsilon,\ \sigma) = \frac{\alpha\beta}{E}\left[\frac{\sigma}{E_0}\right]^{\beta-1} - \frac{1}{E} \tag{2.54}$$

Funcția $\psi(\varepsilon, \sigma)$ se determină pe cale experimentală astfel încît pentru curba C_c de stabilizare a fluajului să aibe valoarea nulă, ceea ce înseamnă că se presupune că în cadrul domeniului D, există o curbă cu proprietățile:

$$\psi(\varepsilon, \sigma) > 0 \text{ dacă } \sigma_c(\varepsilon) < \sigma \tag{2.55}$$

$$\psi(\varepsilon, \sigma) = 0 \text{ dacă } \sigma_c(\varepsilon) \geqslant \sigma$$

Întrucît tensiunile ce depășesc o anumită limită $\sigma = a$ produc o deformare prin fluaj care nu se stabilizează și continuă pînă la rupere, ecuația curbei frontieră C_c va fi de forma

$$\sigma = a[1 - \exp(-b\varepsilon)], \tag{2.56}$$

în care: $\sigma = a$ este valoarea cea mai mare a tensiunii care produce prin fluaj, o deformare ce se stabilizează, iar $b > 0$ — constantă adimensională care se determină experimental.

Deoarece în funcție de gradul de solicitare $a = \Delta s \sigma_r$, ecuația curbei C_c poate fi scrisă și sub forma:

$$\frac{\sigma}{\sigma_r} = \Delta_s[1 - \exp(-b\varepsilon)] \tag{2.57}$$

Sînt însă cazuri în care pentru determinarea frontierei de stabilizare nu avem la dispoziție rezultatele experimentale de fluaj ci rezultatele unor experimente intermediare situate între acestea și cele obținute prin determinări statice obișnuite. Caracteristica principală a acestor experimente intermediare este aceea că, deși încărcarea rocii cu eforturi crește continuu, viteza de încărcare este foarte mică. Curba efort-deformație este, în acest caz, de forma:

$$\sigma = \sigma_r \cdot f(\varepsilon) \tag{2.58}$$

și se situează în apropierea sau chiar sub curba de stabilizare a fluajului. În cazul multor roci această dependență este liniară și atunci

$$\frac{\sigma}{\sigma_r} = h\varepsilon \tag{2.59}$$

Ca urmare, răspunsul întîrziat al rocii reprezentat prin funcția $\psi(\varepsilon, \sigma)$ din ecuația constitutivă poate avea una din următoarele 3 forme:

$$\psi(\varepsilon, \sigma) = \begin{cases} \dfrac{k(\sigma)}{E}\{\sigma - \sigma_r\Delta_s[1 - \exp(-b\varepsilon)]\}^m \\ \qquad \text{dacă } \sigma > \sigma_r\Delta_s[1 - \exp(-b\varepsilon)] \\ 0 \qquad \text{dacă } 0 \leqslant \sigma \leqslant \sigma_r\Delta_s[1 - \exp(-b\varepsilon)] \end{cases} \tag{2.60}$$

în care constanta $m > 0$;

$$\Psi(\varepsilon, \sigma) = \begin{cases} \dfrac{k(\sigma)}{E}\left\{\exp\dfrac{\sigma - \sigma_r\Delta_s[1 - \exp(-b\varepsilon)]}{n} - 1\right\} \\ \qquad \text{dacă } \sigma > \sigma_r\Delta_s[1 - \exp(-b\varepsilon)] \\ 0 \qquad \text{dacă } 0 \leqslant \sigma \leqslant \sigma_r\Delta_s[1 - \exp(-b\varepsilon)] \end{cases} \tag{2.61}$$

în care n = constant.

BCU IAȘI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Dacă curba de stabilizare a fluajului se poate aproxima printr-o dreaptă (ecuația 2.59), atunci:

$$\Psi(\varepsilon,\ \sigma)=\begin{cases}\dfrac{k(\sigma)}{E}[\sigma-\sigma_r h\varepsilon] & \text{dacă } \sigma>\sigma_r h\varepsilon\\ 0 & \text{dacă } 0\leqslant\sigma\leqslant\sigma_r h\varepsilon\end{cases} \tag{2.62}$$

În toate cele trei formule de mai sus, — raportul $E/k(\sigma)$ este considerat a fi coeficientul de viscozitate al rocii aflate în fluaj (în kgf s/m^2 sau în poise), iar, coeficientul $k(\sigma)$ reprezintă pentru fiecare rocă în parte o variabilă care depinde de valoarea tensiunii σ și se măsoară în (timp)$^{-1}$.

Coeficientul de viscozitate se determină măsurînd, la diverse intervale de timp, deformația rocii în timpul unui experiment de fluaj, deci la $\dot{\sigma}=0$, și integrînd ecuația constitutivă pentru $\sigma=$ constant, respectiv pentru diverse intervale de timp. În acest caz, ecuația constitutivă reprezintă numai răspunsul întîrziat al rocii, devenind $\dot{\varepsilon}=\Psi(\varepsilon,\ \sigma)$.

În cazul utilizării pentru funcția $\Psi(\varepsilon,\ \sigma)$ a primei forme cu $m=1$, rezultă

$$\int_{\varepsilon_0}^{\varepsilon}\frac{\mathrm{d}\varepsilon}{\sigma_0-a[1-\exp\ (-b\varepsilon)]}=\frac{1}{E}\int_{t_0}^{t}k(\sigma_0)\mathrm{d}t, \tag{2.63}$$

în care cu ε_0 s-a notat deformația rezultată la finele perioadei t_0 de aplicare a tensiunii și cu σ_0 tensiunea constantă aplicată.

Dacă în timpul fluajului valoarea coeficientului k nu variază prea mult, sau se consideră că este utilă și suficientă și o valoare k medie (globală) pentru întreaga perioadă de deformare sub o tensiune $\sigma_0=$ constant, atunci din ecuația 2.63 rezultă

$$(\varepsilon_1-\varepsilon_0)+\frac{1}{b}\ln\left[\frac{\sigma_0-a+a\exp\ (-b\varepsilon_1)}{\sigma_0-a+a\exp\ (-b\cdot\varepsilon_0)}\right]=\frac{k}{E}(\sigma_0-a)(t_1-t_0), \tag{2.64}$$

în care cu t_1 s-a notat momentul cînd deformarea prin fluaj se stabilizează și cu ε_1 deformația corespunzătoare.

Pentru cazurile în care curba de stabilizare se poate aproxima printr-o dreaptă și răspunsul întîrziat al rocii se exprimă prin ultima din cele trei expresii (2.62), mărimea coeficientului k rezultă din ecuația

$$\int_{\varepsilon_0}^{\varepsilon}\frac{\mathrm{d}\varepsilon}{\sigma_0-\sigma_r h\cdot\varepsilon}=\frac{1}{E}\int_{t_0}^{t}k(\sigma_0)\mathrm{d}t, \tag{2.65}$$

de unde se obține

$$\frac{1}{\sigma_r h}\cdot\ln\left[\frac{\sigma_0-\sigma_r h\varepsilon_0}{\sigma_0-\sigma_r h\varepsilon_1}\right]=\frac{t_1-t_0}{E}\cdot k \tag{2.66}$$

BCU IAȘI CENTRUL UNIVERSITAR LIBRARY

După înlocuirea în ecuația constitutivă a funcțiilor explicitate, aceasta ajunge, în raport de ecuația curbei de stabilizare a fluajului, sub una din formele :

$$\dot{\varepsilon} = \frac{\alpha\beta}{E}\left(\frac{\sigma}{E}\right)^{\beta-1}\dot{\sigma} + \frac{k}{E}\{\sigma - a[1 - \exp(-b\varepsilon)]\} \tag{2.67}$$

sau :

$$\dot{\varepsilon} = \frac{\alpha\beta}{E}\left(\frac{\sigma}{E}\right)^{\beta-1}\dot{\sigma} + \frac{k}{E}[\sigma - \sigma_r \cdot h\varepsilon] \tag{2.68}$$

Pentru a avea o imagine asupra ordinului de mărime a coeficienților care intră în componența ecuațiilor constitutive, în tabelul 2.12 prezentăm rezultatele determinate în laborator pentru cîteva roci.

Așa cum este formulat, modelul lui N. Cristescu permite, în cazul unor situații date, determinarea timpului în care deformațiile rocii supuse la $\sigma =$ $=$ constant, ajung, în cadrul regimului de stabilitate relativă, la mărimea deformațiilor de rupere sau pot fi utilizate la determinarea (în cadrul aceluiași regim) a condițiilor efective de solicitare care să asigure stabilitatea rocii doar atît cît este necesar în limitele unei perioade de timp dinainte stabilite.

Pentru solicitări triaxiale, modelul generalizat reprezintă o variantă a modelului dat de profesorul Cristescu în anul 1974. Modelul propus presupune că în timpul solicitării deformațiile rocilor sînt totdeauna mici, iar rotațiile particulelor sînt neglijabile. Relația dintre deviatori este de forma

$$\dot{\varepsilon}'_{ij} = \frac{\dot{T}'_{ij}}{2G} + \frac{3k(\bar{\sigma})}{2E}\left\langle 1 - \frac{F(\bar{\varepsilon})}{\bar{\sigma}}\right\rangle T'_{ij} \tag{2.69}$$

unde :

$\dot{\varepsilon}'_{ij} = \dot{\varepsilon}_{ij} - \frac{1}{3}\dot{\varepsilon}_{kk}\delta_{ij}$ reprezintă deviatorul vitezelor de deformare ;

$T'_{ij} = T_{ij} - \frac{1}{3}T_{kk}\delta_{ij}$ — deviatorul tensorului tensiunilor ;

$\delta_{ij} = \begin{cases} 1 \text{ dacă } i = j \\ 0 \text{ dacă } i \neq j \end{cases}$ — simbolul lui Kronecker ;

$II_{T'} = \frac{1}{2}T'_{ij}T'_{ij}$ — al doilea invariant al deviatorului tensiunilor ;

$\bar{\sigma} = \sqrt{3}\sqrt{II_{T'}}$ — tensiune echivalentă ; (2.70)

$\bar{\varepsilon} = \frac{2}{\sqrt{3}}\sqrt{II_{\varepsilon'}}$ — deformație echivalentă. (2.71)

BCU IAȘI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Tabelul 2.12. **Parametrii ecuațiilor**

Denumirea rocii	σ_r [kgf/cm²]	E [kgf/cm²]	a [kgf/cm²]	b	h	α
Calcar cu structură fin cristalizată	800	$3{,}25 \cdot 10^5$	560	240	97	1
Calcar organogeu recristalizat	300	$2{,}40 \cdot 10^5$	210	240	76,2	1
Carlcar organogen cu diaclaze de calcit	200	$1{,}28 \cdot 10^5$	145	140	60,6	1
Dolomit cu structură microcristalină	1 700	$4{,}20 \cdot 10^5$	1 190	856	169,1	1
Dolomit zaharoid mozaicat	900	$3{,}30 \cdot 10^5$	630	602	125,1	0,875
Dolomit poros slab cavernos	500	$2{,}80 \cdot 10^5$	350	366	91,8	$2{,}44 \cdot 10^3$
Dolomit poros fisurat	200	$1{,}40 \cdot 10^5$	135	400	89,8	$5{,}6 \cdot 10^3$
Șist cuarțitic cu amfiboli și magnetit	600	$3{,}46 \cdot 10^5$	300	200	69,3	10,07
Șist micaceu cu muscovit	280	$1{,}90 \cdot 10^5$	168	400	60,4	$7{,}36 \cdot 10^{10}$
Șist verde	1 000	$3{,}70 \cdot 10^5$	600	750	180,6	$1{,}95 \cdot 10^4$
Șist verde	560	$1{,}80 \cdot 10^5$	350	500	11,6	$3{,}22 \cdot 10^3$
Șist cristalin	200	$1{,}65 \cdot 10^5$	100	250	56,3	$2{,}2 \cdot 10^3$
Gnais	700	$3{,}0 \cdot 10^5$	364	800	157,1	17,68
Gnais	260	$1{,}8 \cdot 10^5$	125	650	105,2	64,72
Sare gemă	200	$1{,}6 \cdot 10^5$	80	75		
Cretă	80	$5{,}0 \cdot 10^4$	44	157,7	—	99
	40	$4{,}0 \cdot 10^4$	14	495,1	—	40,52

BCU IAȘI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

constitutive ale unor roci

β	σ_0 [kgf/cm²]	ε_0	ε_1	t_1-t_0 [zile]	k [zile]$^{-1}$ (ec. 2.64)	k [zile]$^{-1}$ (ec. 2.66)	Ek^{-1} [Poise] (ec. 2.64)	Ek^{-1} [Poise] (ec. 2.66)
1	160	$0,85\cdot10^{-3}$	$0,95\cdot10^{-3}$	3,2	0,182	0,103	$1,5\cdot10^{15}$	$2,7\cdot10^{15}$
	320	$2,25\cdot10^{-3}$	$2,55\cdot10^{-3}$	4,0	0,328	0,183	$0,8\cdot10^{15}$	$1,5\cdot10^{15}$
1	90	$1,60\cdot10^{-3}$	$1,78\cdot10^{-3}$	3,0	0,726	0,281	$0,3\cdot10^{15}$	$0,7\cdot10^{15}$
	120	$2,20\cdot10^{-3}$	$2,58\cdot10^{-3}$	4,0	0,813	0,349	$0,2\cdot10^{15}$	$0,6\cdot10^{15}$
1	60	$1,15\cdot10^{-3}$	$1,25\cdot10^{-3}$	4,0	0,018	0,069	$1,3\cdot10^{13}$	$1,6\cdot10^{15}$
	80	$2,20\cdot10^{-3}$	$2,65\cdot10^{-3}$	4,0	0,377	0,288	$0,3\cdot10^{15}$	$0,4\cdot10^{15}$
1	340	$0,6\cdot10^{-3}$	$0,72\cdot10^{-3}$	4,0	0,074	0,082	$4,8\cdot10^{15}$	$4,3\cdot10^{15}$
	850	$1,0\cdot10^{-3}$	$1,26\cdot10^{-3}$	8,0	0,129	0,026	$2,8\cdot10^{15}$	$13,6\cdot10^{15}$
1,1	180	$0,65\cdot10^{-3}$	$0,7\cdot10^{-3}$	4,0	0,120	0,040	$2,3\cdot10^{15}$	$7,2\cdot10^{15}$
	450	$1,40\cdot10^{-3}$	$1,75\cdot10^{-3}$	7,0	0,270	0,061	$1,0\cdot10^{15}$	$4,5\cdot10^{15}$
2,73	100	$0,4\cdot10^{-3}$	$0,6\cdot10^{-3}$	4,0	0,345	0,182	$0,7\cdot10^{15}$	$1,3\cdot10^{15}$
	250	$2,0\cdot10^{-3}$	$2,5\cdot10^{-3}$	8,0	0,333	0,119	$0,7\cdot10^{15}$	$1,9\cdot10^{15}$
3,2	40	$0,1\cdot10^{-3}$	$0,2\cdot10^{-3}$	4,0	0,109	0,094	$1,1\cdot10^{15}$	$1,3\cdot10^{15}$
	100	$0,95\cdot10^{-3}$	$1,27\cdot10^{-3}$	7,0	0,124	0,080	$0,9\cdot10^{15}$	$1,5\cdot10^{15}$
1,2	100	$1,0\cdot10^{-3}$	$1,25\cdot10^{-3}$	3,0	0,734	0,544	$0,4\cdot10^{15}$	$0,5\cdot10^{15}$
	240	$2,95\cdot10^{-3}$	$3,60\cdot10^{-3}$	10,0	0,235	0,218	$1,2\cdot10^{15}$	$1,3\cdot10^{15}$
	360	$4,60\cdot10^{-3}$	$5,90\cdot10^{-3}$	12,0	0,227	0,267	$1,3\cdot10^{15}$	$1,1\cdot10^{15}$
4,89	28	$0,12\cdot10^{-3}$	$0,22\cdot10^{-3}$	3,0	0,378	0,252	$0,4\cdot10^{15}$	$0,6\cdot10^{15}$
	56	$0,20\cdot10^{-3}$	$0,42\cdot10^{-3}$	4,0	0,290	0,206	$0,6\cdot10^{15}$	$0,8\cdot10^{15}$
	112	$1,60\cdot10^{-3}$	$1,94\cdot10^{-3}$	6,0	0,407	0,131	$0,4\cdot10^{15}$	$1,7\cdot10^{15}$
2,79	400	$0,9\cdot10^{-3}$	$1,05\cdot10^{-3}$	5,0	0,127	0,049	$2,5\cdot10^{15}$	$6,3\cdot10^{15}$
	500	$1,3\cdot10^{-3}$	$1,66\cdot10^{-3}$	8,0	0,174	0,072	$1,8\cdot10^{15}$	$4,4\cdot10^{15}$
2,43	170	$0,75\cdot10^{-3}$	$0,95\cdot10^{-3}$	5,0	0,150	0,044	$1,0\cdot10^{15}$	$3,5\cdot10^{15}$
	240	$1,40\cdot10^{-3}$	$1,81\cdot10^{-3}$	7,0	0,285	0,046	$0,7\cdot10^{15}$	$3,3\cdot10^{15}$
4,5	60	$1,75\cdot10^{-3}$	$1,95\cdot10^{-3}$	5,0	0,288	0,168	$0,5\cdot10^{15}$	$0,8\cdot10^{15}$
	80	$2,80\cdot10^{-3}$	$3,25\cdot10^{-3}$	5,0	0,499	0,293	$0,3\cdot10^{15}$	$0,5\cdot10^{15}$
1,7	210	$0,5\cdot10^{-3}$	$0,65\cdot10^{-3}$	4,0	0,150	0,077	$1,7\cdot10^{15}$	$3,3\cdot10^{15}$
	280	$0,8\cdot10^{-3}$	$1,16\cdot10^{-3}$	6,0	0,224	0,105	$1,1\cdot10^{15}$	$2,4\cdot10^{15}$
2,15	75	$0,7\cdot10^{-3}$	$0,8\cdot10^{-3}$	3,0	0,225	0,109	$0,7\cdot10^{15}$	$1,4\cdot10^{15}$
	100	$1,0\cdot10^{-3}$	$1,25\cdot10^{-3}$	6,0	0,214	0,107	$0,7\cdot10^{15}$	$1,4\cdot10^{15}$
1,76	20	$0,39\cdot10^{-1}$	$1,08\cdot10^{-1}$	14,0	0,038	—	$2,7\cdot10^{11}$	—
	20	$3,52\cdot10^{-1}$	$5,82\cdot10^{-1}$	45,0	0,052		$3,6\cdot10^{11}$	
1,0	56	$6,7\cdot10^{-1}$	$6,83\cdot10^{-1}$	4,0	0,059	—	$0,7\cdot10^{11}$	—
	28	$3,4\cdot10^{-1}$	$3,63\cdot10^{-1}$	8,0	0,160		$2,7\cdot10^{10}$	
	15	$2,2\cdot10^{-1}$	$2,31\cdot10^{-1}$	3,0	1,066		$0,4\cdot10^{10}$	
0,915	16	$2,03\cdot10^{-1}$	$2,07\cdot10^{-1}$	2,0	0,113	—	$0,3\cdot10^{11}$	—
	20	$1,44\cdot10^{-1}$	$1,65\cdot10^{-1}$	6,0	0,559		$0,6\cdot10^{10}$	

BCU ACADEMIA ROMÂNĂ BIBLIOTECA

$F(\varepsilon) = \bar{\sigma}$ — suprafața de stabilizare a fluajului obținută pentru deformația maximă (generalizarea curbei C_c din fig. 2.21).

$$\langle Z \rangle = \begin{cases} Z & \text{dacă } Z > 0 \\ 0 & \text{dacă } Z \leqslant 0 \end{cases}$$

G și E sînt constantele elastice ale rocii, determinate prin metode dinamice.

α, β, a și b — constante ale rocii determinate prin experiențe unidimensionale;

$\frac{E}{k(\bar{\sigma})}$ este coeficientul de viscozitate, de asemenea determinat prin experiențe de fluaj.

Ecuația constitutivă descrie răspunsul rocii la o schimbare a formei. Primii doi termeni descriu răspunsul „instantaneu" al rocii. În cazul în care acest răspuns poate fi aproximat printr-un răspuns liniar, al doilea termen se poate neglija. Ultimul termen din ecuația 2.69 descrie efectele de timp.

În componența ecuației constitutive, intervin cinci relații distincte, la care se mai adaugă relația care descrie comportarea volumului și care este de forma:

$$\dot{\varepsilon} = \left[\frac{1}{3K} + f(\varepsilon,\ \sigma,\ \operatorname{sgn} \dot{\sigma})\right]\dot{\sigma} + \psi(\varepsilon,\ \sigma) \tag{2.72}$$

unde:

$\varepsilon = \frac{1}{3}(\varepsilon_{11} + \varepsilon_{22} + \varepsilon_{33})$ este deformația medie;

$\sigma = \frac{1}{3}(\sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33})$ este tensiunea medie.

În ecuația 66,

$$f(\varepsilon,\ \sigma,\ \operatorname{sgn} \dot{\sigma}) = \begin{cases} \varphi(\varepsilon,\ \sigma) & \text{dacă } \dot{\sigma} \geqslant 0 \\ 0 & \text{dacă } \dot{\sigma} < 0 \end{cases} \tag{2.73}$$

și

$$\varphi(\varepsilon,\ \sigma) = \frac{dg(\sigma)}{d\sigma} - \frac{1}{3K(\sigma)} \tag{2.74}$$

descrie proprietățile instantanee de deformabilitate a volumului rocii, iar

$$\varepsilon = g(\sigma) \tag{2.75}$$

este răspunsul instantaneu neliniar determinat experimental. Pentru unele roci, în anumite situații particulare, răspunsul neliniar se poate neglija și deci în expresia lui φ intervine doar ultimul termen. Descărcarea se presupune de asemenea liniar elastică.

BIBLIOTECA CENTRALĂ UNIVERSITARĂ

Funcția $\varphi(\varepsilon, \sigma)$ care descrie deformarea lentă în volum a rocii se poate alege de forma :

$$\Psi(\varepsilon, \sigma) = \begin{cases} \eta \left\{ \varepsilon_* \left[1 - \exp\left(-\frac{\sigma}{\sigma_0} \right) \right] - \varepsilon \right\} \\ \qquad \text{dacă } \varepsilon < \varepsilon_* \left[1 - \exp\left(-\frac{\sigma}{\sigma_0} \right) \right] \\ 0 \qquad \text{dacă } \varepsilon \geqslant \varepsilon_* \left[1 - \exp\left(-\frac{\sigma}{\sigma_0} \right) \right] \end{cases} \tag{2.70}$$

unde η este un coeficient de viscozitate de volum (dat în $(\text{z ile})^{-1}$) ;
ε_* este deformația de volum limită posibilă ;
σ_0 este o constantă a rocii.

Mărimea acestor constante se determină experimental prin experiențe de compresibilitate efectuată pe epruvete cilindrice de rocă, cu deformarea laterală împiedicată. Valorile acestor constante pentru șistul cuarțitic sînt $\varepsilon_* = 0{,}0108$, $\sigma_0 = 4\,000$ kgf/cm², și $\eta = 43\ d^{-1}$. Pentru creta la umiditate naturală, cu $\sigma_r = 45$ kgf/cm² și densitatea $\rho = 1{,}67$ g/cm³, avem $\varepsilon_* = 0{,}07$, $\sigma_0 = 550$ kgf/cm² și $\eta = 3{,}80 d^{-1}$.

Bibliografie

1. N. Barton (1973). *The Shear Strenght of Rock and Rock Joints.* Int. J. Rock Min. Sci. Geomech. Abstr. vol. 13.
2. I. V. Baklașov, B. I. Kartozia (1975). *Mehanika gornih porod.* Moskva, Izd. Nedra.
3. A. A. Beleș, C. Mihăilescu, S. Mihăilescu (1977). *Calculul construcțiilor amplasate pe terenuri deformabile.* București, Editura Academiei R.S.R.
4. A. I. Beron et al. (1973). *Issledovaniia procinosti i deformiruemosti gornih porod.* Izdatelistvo Nauka, Moskva.
5. N. Cristescu (1963). *On the propagation of elastic-plastic waves in metallic rods.* Bul. Acad. Pol. Sci. Series of Technical Sciences. Warsawa. Vol. IX, nr. 4.
6. N. Cristescu (1964). *Problems of Plasticity.* Nordhoff Int. Publ. Leyden.
7. N. Cristescu, I. Suliciu (1976). *Viscoplasticitatea,* București, Editura tehnică.
8. G. L. Fisenko (1965). *Ustoicivosti bortov Karierov i otvalov.* Izdatelistvo Nedra.
9. G. L. Fisenko, M. A. Revazov, E. L. Galustian (1974). *Ukreplenie otkosov v karierah.* Izdatelistvo Nedra.
10. G. L. Fisenko (1976). *Predelnie sostoianiia gornih porod vokrug virabotok.* Moskva, Izd. Nedra.
11. I. Hansagi (1972). *Corelația între geometria abatajelor și rezistența rocilor la minele de fier de la Kirunavaara.* A. II. Conferință Internațională de topografie minieră. Budapesta.
12. F. G. Horino, M. L. Ellickson (1970). *A Method for Estimating Strenght of Rock Containing Planes of Weakness.* Bureau of Mines Report of Investigation. R. I. 7449.
13. J. C. Jaeger, N. G. W. Cook (1969). *Fundamentals of Rock Mechanics.* Editura Methuen.
14. A. R. Jumikis (1979). *Rock Mechanics.* Trns. Tech. Publications First Edition.
15. Iu. M. Kartașov (1973). *Uskorenie metodi operdelentia reologiceskih svoistv gornih porod.* Moskva, Izd. Nedra.

BIBLIOTECA CENTRALĂ UNIVERSITY LIBRARY

16. D. N. Kim, V. I. Puşcarev (1972). *Metodika operdeleniia osnovnîh karakteristih procinosti treşcinovatîh masivov dlia rascetov ustoicivosti bortov karierov. Sdvijenie gornîh porod.* Trudî VNIMI, Sbornik, nr. 86.
17. G. A. Krupennikov (1970). *Gornotehniceschie, i mehanikostatisticeskie kriterii vîbora analiticeskih metodov isledovaniia problem gornoi geomehaniki.* Trudî VNIMI sbornik, nr. 76.
18. L. Obert, W. I. Duvall (1979). *Rock Mechanics and the Design of Structures in Rock.* John Wiley.
19. I. V. Popov (1959). *Injenernaia geologiia.* Izdatelistvo Moskovscovo Universiteta.
20. V. I. Puşcarev, D. N. Kim (1972). *Vlitanie mejdublokovoi procinosti porod na procinosti massiva.* Fiziko-tehniceskie problemî razrabotki poleznîh iskopaemîh, nr. 3.
21. A. Roberts (1977). *Geotechnology.* Pergamon Press.
22. K. V. Ruppeneit, Iu. M. Liberman (1960). *Vredenie v mehaniku gornîh porod.* Moskva, Gozgortehizdat.
23. M. Stamatiu (1962). *Macanica rocilor.* Editura didactică şi pedagogică, Bucureşti.
24. V. G. Zoteev, V. V. Komarov, L. V. Mojaev (1967). *Izucenie vlitanie structurnîh osobennoi tei massiva na procinostnie svoistva skalnîh porod metodom modelirovaniia.* Materialî goveşcianiia po voprosam izuceniia ustoicivosti otkosov na Karierah. Belgorod.
25. * * * (1979). *Suggested Methods for the Quantitative Discription of Discontinuities in Rock Masses.* Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech. Abstr. vol. 15.
26. * * * (1965). *Metodiceskoe posobie po izuceniiu injenernogeologiceskih uslovii mestorojdenii poleznîh iskopaemîh, podlejaşcih razrabotke otkrîtîm sposobom.* VNIMI, Leningrad.
27. * * * (1969). *Metodiceskoe posobie po naturnîm metodam mehaniceskih ispîtanii gornîh porod.* VNIMI, Leningrad.
28. * * * (1979). *Suggested Methods for Determining the Uniaxial Compressive Strength and Deformability of Rock Materials.* Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech, Abstr., vol. 16.
29. * * * (1976). *Studiul comportării reologice a rocilor din zăcămintele ce vor face obiectul unor exploatări la mari adîncimi.* Catedra de mecanică a Facultăţii de Matematică din Universitatea din Bucureşti.
30. * * * (1977). *Studiul proprietăţilor reologice a rocilor ce vor forma pilierii şi planşeele de siguranţă din zăcămîntul Palazu Mare.* ICITPLCIM — Deva.
31. * * * (1979). *Studii geotehnice pentru determinarea comportării la solicitări statice momentane şi de lungă durată a unor probe de cretă colectate din zona Canalului Dunăre — Marea Neagră.* ICITPLCIM — Deva.

BCU IASI / CENTRU UNIVERSITAR LIBRARY

3. ALUNECĂRI DE TEREN

M. Florea

3.1. Importanţa cunoaşterii alunecărilor de teren

Alunecările de teren sînt fenomene geodinamice de modificare a reliefului, cu caracter în general lent şi periodic, prin care se restabileşte echilibrul natural al versanţilor şi taluzelor. Cînd au loc pe neaşteptate, în funcţie de amploarea lor, alunecările de teren pot produce pierderi de vieţi omeneşti şi importante pagube materiale. Să ne referim la cîteva exemple.

Alunecarea de teren produsă la barajul Vajont—Italia în octombrie 1963, în care şi-au pierdut viaţa circa 2 000 oameni, reprezintă una dintre cele mai mari catastrofe din istoria construcţiilor. La numai trei ani de la terminarea execuţiei barajului, un baraj în arc de 257,5 m înălţime, unul din versanţi a alunecat aproape instantaneu în lacul de acumulare ; alunecarea a dus la formarea unui uriaş val de apă care a deversat peste baraj, fără a-l distruge, provocînd inundaţii catastrofale în aval. Alunecarea de la Vajont reprezintă o lecţie şi pentru specialiştii care au studiat evoluţia procesului de alunecare pe toată durata celor trei ani de la darea în exploatare a barajului (1960—1963).

Alunecarea de teren din Savoie (Franţa), care a avut loc în aprilie 1970, a dus la prăbuşirea sanatoriului Roc-des-Fiz, în această catastrofă pierzîndu-şi viaţa 71 oameni, dintre care 50 copii. În urma acestui fenomen în Franţa s-a hotărît ca alunecările de teren să fie cercetate sistematic din punct de vedere geologic, alocîndu-se fonduri speciale în acest scop.

Cedarea prin alunecare a iazului de decantare de la Certej—Săcărîmb din ţara noastră, în octombrie 1971, a reprezentat o catastrofă de mari proporţii, una dintre cele mai mari din industria minieră, soldată cu pierderi de vieţi omeneşti. Ca urmare, au fost luate măsuri de adîncire a cunoaşterii geologice şi geotehnice la amplasarea iazurilor de decantare şi măsuri de asistenţă geotehnică pe toată perioada de exploatare a iazurilor. În proiectare s-au adoptat de asemenea noi prevederi în scopul creşterii siguranţei în exploatare. Stabilitatea iazurilor de decantare este studiată sistematic prin măsurători periodice de tasări şi deplasări orizontale, care permit elaborarea unei prognoze de evoluţie a deformaţiilor. În prezent, în studiile de stabilitate a iazurilor de decantare din industria minieră se constată o activitate eficientă de matematizare şi de adaptare a metodelor de calcul la condiţiile geologice, în scopul exprimării tot mai adecvate a factorului geologic în termeni inginereşti.

Cunoaşterea alunecărilor de teren este determinată de necesitatea asigurării stabilităţii versanţilor lacurilor de acumulare, a traseelor de drumuri şi căi ferate din zonele de deal şi munte, de creşterea siguranţei în exploatarea carierelor, a iazurilor de decantare şi a haldelor. Amplasarea lacurilor de acumulare modifică cu timpul starea de eforturi din versanţi, ceea ce are drept urmare o creştere progresivă a deformaţiilor care pot duce la formarea unor

alunecări, mai ales în terenurile sedimentare. Seismicitatea indusă, care apare ca urmare a amplasării lacurilor de acumulare, contribuie şi ea, prin creşterea gradului de intensitate seismică a regiunii, la formarea alunecărilor de teren. Este un fapt dovedit pe cale geofizică că la formarea alunecării Vajont, prezentată mai înainte, a contribuit şi seismicitatea indusă.

În ţara noastră amenajările hidroenergetice de pe rîurile interioare, care se vor extinde practic pe toate rîurile, necesită o foarte bună cunoaştere a stabilităţii versanţilor. Investiţiile din industria minieră sînt orientate în prezent şi spre exploatarea unor zăcăminte cu conţinuturi sărace în substanţe minerale utile. Este cazul zăcămintelor de cupru de la Roşia Poieni şi Moldova Nouă, a zăcămîntului de plumb şi zinc de la Coranda—Hondol—Băiaga ş.a. Exploatarea acestor zăcăminte, în care se va opera cu volume mari de minereu sărac, ridică şi probleme pentru construcţia haldelor de steril şi a iazurilor de decantare, din punctul de vedere al stabilităţii taluzelor. La Roşia Poieni, de exemplu, iazurile de decantare se proiectează în prezent pentru o înălţime de 100 m.

În termoenergetică problema de prim ordin o reprezintă stabilitatea carierelor la zăcămintele de cărbuni din Oltenia care asigură funcţionarea tuturor termocentralelor din această regiune, precum şi stabilitatea carierelor de la Anina, în şisturi bituminoase, pentru noua termocentrală care este în faza de proiectare. Depozitele de cenuşă şi zgură, realizate de regulă prin transport hidraulic, necesită şi ele studii atente de stabilitate.

La execuţia construcţiilor hidrotehnice alunecările de teren pot crea serioase dificultăţi, care pot duce uneori chiar la abandonarea lucrării. De exemplu, la execuţia barajului Grand Coulèe de pe rîul Columbia — S.U.A. s-a produs în unul din versanţi o alunecare de teren, chiar în amplasament, care a oprit temporar lucrarea. Săpăturile au fost continuate numai după consolidarea versantului alunecător. Ne vom referi la două exemple şi din ţara noastră.

Pe rîul Latoriţa, în timpul execuţiei barajului Petrimanu, un baraj în arc de circa 50 m înălţime, s-a pus în evidenţă o alunecare în versantul drept, alcătuit din şisturi sericitoase, şisturi muscovitice şi şisturi verzi avînd căderea de aceeaşi parte cu panta versantului. Prezenţa acestei alunecări în zona de încastrare a barajului la coronament, nefiind cunoscută în timpul efectuării studiilor geologice şi geotehnice, a determinat o modificare a proiectului de execuţie, care a fost adaptat prin soluţii speciale de fundare, la condiţiile mai slabe din versantul drept.

O modificare mai importantă a proiectului în timpul execuţiei o reprezintă traversarea Pîrîului Rudăreasa de către aducţiunea principală a amenajării hidroenergetice Lotru. Aici, traversarea aeriană prevăzută în proiectul iniţial a fost înlocuită cu o traversare subterană, soluţie adoptată în timpul execuţiei din cauza unei alunecări de teren din malul drept al Pîrîului Rudăreasa. La execuţia săpăturilor pentru portalul din malul drept al traversării aeriene s-a constatat o alunecare de teren în versant. Şi aici rocile metamorfice din versant, reprezentate prin serpentinite şi şisturi verzi, acoperite de un deluviu, aveau căderea de aceeaşi parte cu panta versantului, ceea ce a favorizat procesul de alunecare. Din cauza alunecării, lucrările la traversarea aeriană au fost abandonate, deşi în versantul stîng se executase deja

portalul şi 30 m de galerie, adoptîndu-se soluţia de traversare subterană a Pîrîului Rudăreasa, situată în amonte cu circa 150 m, în granite.

Studiul alunecărilor de teren este necesar să depăşească stadiul actual, întîmplător, determinat de problemele ridicate de una sau mai multe alunecări ce se produc la un moment dat, şi să intre într-o fază mai adîncită a cunoaşterii ştiinţifice, cu caracter organizat şi planificat. Ne vom referi la două probleme de bază care pot face trecerea spre o cunoaştere mai bună a procesului de alunecare. Este vorba de cartarea inginero-geologică a alunecărilor de teren şi de observaţiile staţionare necesar a fi efectuate asupra acestor fenomene fizico-geologice. Să prezentăm pe scurt fiecare din aceste probleme.

Cartarea alunecărilor de teren este prima problemă ce se cere rezolvată pentru adîncirea acestor fenomene. Este vorba de cartarea alunecărilor pe tot cuprinsul ţării. În Cehoslovacia de exemplu, în urma alunecării cu caracter catastrofal de lîngă Handlova, produsă în 1961, s-a hotărît întocmirea hărţii alunecărilor de teren din întreaga ţară, la scara 1 : 200 000, lucrare care s-a efectuat în numai doi ani (1962—1963). Nu am ales întîmplător exemplul din Cehoslovacia. Se ştie că Praga este printre primele oraşe din lume care are o evidenţă foarte bună a documentaţiei geologice, întocmită de Institutul geologic. Orice lucrare cu caracter geologic, executată de orice instituţie, este trimisă şi Institutului geologic, pentru fondul de date geologice. Extinderea acestui model înseamnă un plus de informaţie geologică, la îndemînă în orice moment, precum şi o mare economie de fonduri de cercetare pentru lucrările de foraj, puţuri etc.

Cartarea alunecărilor de teren permite stabilirea legăturilor pe care aceste fenomene le au cu natura petrografică a rocilor, cu structura geologică şi tectonica regiunii. Este cunoscut că în ţările scandinave, în Canada şi în alte zone se află o argilă glaciară de origine marină, „quick clay", cunoscută la noi sub denumirea de „argilă sensitivă". S-a observat că alunecările de teren au loc frecvent în această argilă. Concluzia definitivă a rezultat însă prin cartare. În Norvegia de exemplu s-au cartat, independent, răspîndirea argilelor sensitive şi răspîndirea alunecărilor de teren. Prin compararea hărţilor a rezultat că alunecările de teren se suprapun practic peste aria de răspîndire a argilelor sensitive. Iată un prim rezultat al legăturilor pe care le căutăm între fenomenul de alunecare şi natura mineralogică a rocilor.

Cartarea alunecărilor de teren în ţara noastră este începută de peste un sfert de secol, pe mai multe rîuri. Pentru bazinul Buzăului, de exemplu, pe baza activităţii de cartare 1 : 20 000 s-a întocmit harta alunecărilor de teren 1 : 50 000. Extinderea cartării alunecărilor de teren apare în prezent ca o necesitate. Pentru condiţiile ţării noastre este potrivit întocmirea hărţii alunecărilor de teren la scara 1 : 200 000 sau 1 : 100 000. În perspectivă, avînd în vedere că alunecările sînt fenomene periodice, cartarea alunecărilor de teren pe tot cuprinsul ţării este necesar să fie actualizată după o perioadă de 10—20 ani.

Observaţiile staţionare periodice, a doua problemă de bază la care ne-am referit mai înainte, constituie un mijloc foarte eficient de studiu al alunecărilor de teren. Observaţiile staţionare au drept obiectiv înregistrarea deformaţiilor, atît la versanţi şi taluze cît şi la alunecările în curs de desfăşurare. Pe baza acestor deformaţii se stabileşte evoluţia procesului de alune-

care, care se folosește în elaborarea prognozei alunecărilor. În unele țări studiul alunecărilor prin observații staționare este foarte avansat. Merită menționate exemplele din U.R.S.S. și Japonia, unde se înregistrează date de pe un număr foarte mare de alunecări, de ordinul miilor, în stații de observare, care se prelucrează statistic rezultînd concluzii foarte utile pentru activitatea practică. Și în țara noastră avem o experiență foarte bună în studiul alunecărilor de teren, în observarea modului de evoluție a stabilității versanților și taluzelor. Înregistrarea deformațiilor la iazurile de decantare din industria minieră, de exemplu, considerăm că se face cu rezultate foarte bune, avînd un caracter organizat, sistematic. Chiar în acest capitol se vor prezenta unele rezultate obținute la unul dintre cele mai mari iazuri de decantare din țară. Se cunosc și alunecări de teren la care se înregistrează evoluția deformațiilor de 10—15 ani. Este cazul alunecărilor din zona orașului Suceava și din alte zone ale țării, care ridică numeroase probleme pentru stabilitatea construcțiilor de pe versanți.

Studiul alunecărilor de teren este subordonat elaborării prognozei, pe de o parte, și stabilirii măsurilor de stabilizare (consolidare) a versanților și taluzelor, pe de altă parte. În Japonia, de exemplu, observarea unor alunecări de teren se face și cu mijloacele pe care le oferă televiziunea. Iată de ce în această țară s-a ajuns la cele mai bune rezultate cunoscute pînă în prezent în prognoza alunecărilor de teren. Aici, o alunecare de teren este prevăzută chiar cu cîteva zile mai devreme. Valoarea practică a cercetării alunecărilor de teren este dată de eficiența măsurilor de stabilizare (consolidare) a versanților și taluzelor, măsuri care trebuie să aibă la bază elemente de ordin geologic și geotehnic. Stabilizarea alunecărilor de teren reprezintă criteriul practic de apreciere a eficienței studiului geologic-geotehnic, precum și a proiectelor de consolidare.

3.2. Noțiuni de bază despre alunecările de teren

3.2.1. Coeficientul de siguranță

Alunecările de teren, privite prin prisma obiectului supus procesului de alunecare, se referă atît la versanți cît și la taluze. Adoptarea acestui mod de gîndire creează un cadru mai favorabil, în perspectivă, pentru studiul alunecărilor de teren, deoarece el reprezintă o deschidere care stă deopotrivă în fața problemelor geologice și a celor inginerești. Problemele geologice se cer mai strîns legate de alegerea schemelor și a metodelor de calcul, ceea ce reprezintă apropierea rezultatelor de calcul de valorile reale. Acest lucru se cere introdus cu mare necesitate în calculele ce se fac pentru estimarea stabilității taluzelor. Cu alte cuvinte problemele geologice vin în acest mod în ajutorul elementelor inginerești. În același timp, extinderea metodelor cantitative în studiul stabilității versanților, unde preocupările pentru stu-

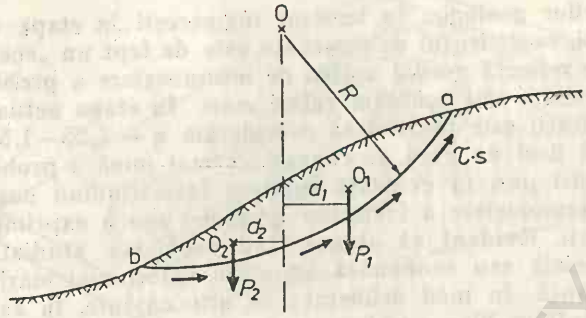


Fig. 3.1. Natura forțelor la o alunecare de teren.

diul alunecărilor au aparținut cu preponderență geologilor, reprezintă un mijloc de adîncire a cunoașterii proceselor de alunecare printr-o exprimare cantitativă de detaliu.

Versanții și taluzele, aflîndu-se sub acțiunea simultană sau succesivă a mai multor cauze care tind să modifice echilibrul de forțe existent în masiv, cedează în cele din urmă, formîndu-se o alunecare de teren, care crează, pentru o anumită perioadă, o nouă stare de echilibru a versantului sau taluzului respectiv. Dacă simplificăm lucrurile, în echilibru se află două categorii de forțe, ce pot fi urmărite în fig. 3.1. Considerînd suprafața de alunecare *ab*, care reprezintă un arc de cerc avînd raza R și centrul în O, la dreapta verticalei ce trece prin punctul O se află forța de alunecare P_1, cu punctul de aplicație în centrul O_1, brațul forței fiind d_1. În partea stîngă a aceleiași verticale este forța de rezistență P_2, care acționează în centrul O_2, brațul ei fiind d_2. Avem deci o forță de alunecare și una de rezistență. În cadrul forțelor de rezistență intră și forța $\tau \cdot s$, dată de rezistența la forfecare τ a rocilor din versant, înmulțită cu suprafața de alunecare s. În natură putem avea mai multe forțe de alunecare și de asemenea, mai multe forțe de rezistență. Raportul dintre momentul forțelor de rezistență M_r și cel al forțelor de alunecare M_a reprezintă coeficientul de siguranță la cedarea prin alunecare a versantului sau taluzului respectiv:

$$\eta = \frac{M_r}{M_a} \tag{3.1}$$

Ținînd seama de natura forțelor menționate mai înainte la fig. 3.1, coeficientul de siguranță are expresia

$$\eta = \frac{d_2 P_2 + \tau s R}{d_1 P_1} \tag{3.2}$$

Practic, coeficientul de siguranță reprezintă un raport între forțele de rezistență și cele de alunecare; pentru $\eta = 1$ forțele de rezistență sînt într-o stare de echilibru-dezechilibru cu forțele de alunecare, iar pentru $\eta > 1$ versantul sau taluzul au stabilitatea asigurată. Avînd în vedere un anumit grad de incertitudine în estimarea forțelor de alunecare și rezistență, care țint de complexitatea problemei studiate, precum și dificultatea de exprimare a

tuturor factorilor geologici în termeni inginereşti în etapa actuală a dezvoltării ştiinţei, coeficientul de siguranţă este de fapt un „coeficient de nesiguranţă", care reflectă gradul nostru de necunoaştere a problemei, mai ales atunci cînd tindem să-i acordăm valori mari. În etapa actuală, pentru asigurarea stabilităţii este potrivit să considerăm $\eta = 1{,}25—1{,}5$. Valorile mici ale lui η arată deci un grad de cunoaştere mai bună a problemei studiate, iar valorile mari pun în evidenţă sporirea incertitudinii noastre, creşterea gradului de necunoaştere a factorilor geologici sau a exprimării lor în termeni inginereşti. Evident că atunci cînd problema studiată are o mare importanţă socială sau economică adoptăm valori mai mari ale coeficientului de siguranţă, în mod deliberat; cu alte cuvinte, în astfel de cazuri, chiar dacă stăpînim bine problema, alegem o valoare mai mare a lui η, pentru a creşte şansele de reuşită, în condiţii de siguranţă.

Pentru o mai bună înţelegere ne vom referi la un exemplu. Iazul de decantare Fundu Moldovei, situat pe malul drept al rîului Moldova, este în satul Fundu Moldovei, în apropierea unor case şi a uzinei de preparare. Acest iaz a fost în funcţiune pînă în 1978 cînd s-a dat în folosinţă un nou iaz, situat pe Pîrîul Cailor. Pentru a ne asigura împotriva cedării prin alunecare a iazului vechi, în ultimii ani de exploatare (1975—1978) s-au luat măsuri suplimentare de creştere a coeficientului de siguranţă.

3.2.2. Elementele unei alunecări de teren

Din cele prezentate în paragr. 3.2.1 rezultă că atunci cînd într-un versant sau taluz forţele de alunecare predomină asupra celor de rezistenţă, coeficientul de siguranţă este mai mic decît valoarea unu şi are loc o alunecare de teren care începe, aproape întotdeauna, cu o degradare locală a echilibrului natural. Creşterea forţelor de alunecare se extinde apoi treptat pînă la atingerea punctului critic $\eta = 1$, cînd începe practic procesul de alunecare pe toată suprafaţa potenţială de alunecare. Alunecarea de teren reprezintă rezultatul generalizării cedărilor locale succesive, pe o anumită suprafaţă a versantului sau taluzului.

Principalele elemente ale unei alunecări de teren pot fi urmărite în fig. 3.2. Orice alunecare începe printr-o *faţă de desprindere*, denumită uneori şi „treaptă de desprindere", care reprezintă suprafaţa de alunecare apărută în relief, la zi. Suprafaţa de alunecare, care separă acumulatul de alunecare de roca în loc, se continuă în adîncime, în masiv, rămînînd ascunsă observaţiei directe. Urmărind suprafaţa de alunecare, pe direcţia alunecării într-o secţiune longitudinală, un alt element îl reprezintă *piciorul alunecării*, situat la intersecţia dintre suprafaţa de alunecare şi suprafaţa morfologică iniţială a versantului sau taluzului, neafectată de alunecare. De la piciorul alunecării în aval, la cele mai multe alunecări, acumulatul de alunecare curge pe suprafaţa morfologică pînă îşi găseşte o nouă poziţie de echilibru. Partea terminală a acumulatului de alunecare reprezintă *baza alunecării*.

Cu privire la acumulatul de alunecare credem că este mai potrivit ca această denumire să fie menţinută numai pentru partea din alunecare situată între piciorul şi baza alunecării, iar pentru partea cuprinsă între fruntea (faţa de desprindere) şi piciorul alunecării să se folosească denumirea de

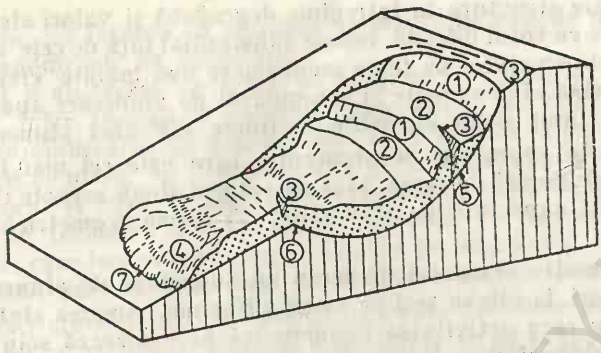


Fig. 3.2. Secțiune longitudinală printr-o alunecare de teren (după Higway Research Board, SUA):
1 — fața de desprindere ; *2* — terasa de alunecare ; *3* — crăpături transversale ; *4* — crăpături longitudinale ; *5* — suprafața de alunecare ; *6* — piciorul alunecării ; *7* — baza alunecării.

„masă alunecătoare". Sînt mai multe argumente de teren care susțin această diferențiere. Ne vom referi la cîteva dintre ele.

Un prim argument îl reprezintă distribuția crăpăturilor observate în lungul unei alunecări de teren. În partea superioară a alunecării, de regulă între fruntea și piciorul alunecării, deci în masa alunecătoare, predomină crăpăturile transversale, care au o poziție perpendiculară pe direcția alunecării, în timp ce în partea inferioară, cuprinsă între piciorul și baza alunecării, care corespunde acumulatului de alunecare, predomină crăpăturile longitudinale, orientate paralel cu direcția alunecării. Revenind la crăpăturile transversale, trebuie reținut că ele se formează și în afara corpului alunecării, în zona din amonte de fruntea alunecării. De fapt crăpăturile transversale sînt primele indicii care se constată în teren înaintea apariției alunecării, iar prezența lor în zona din amonte de fruntea alunecării reprezintă o dovadă a extinderii ulterioare a fenomenului de alunecare spre amonte.

Al doilea argument care diferențiază acumulatul de alunecare de masa alunecătoare îl reprezintă succesiunea de fețe de desprindere și terase de alunecare care se formează numai în partea superioară a alunecării (fig. 3.2). Fețele de desprindere din cuprinsul masei alunecătoare reprezintă noi suprafețe de alunecare care compartimentează o serie de platforme cu înclinări diferite, de regulă spre amonte, cunoscute sub denumirea de *terase de alunecare*.

Al treilea argument este dat de stările de tensiune-comprimare prezente pe corpul alunecării. Astfel, în partea superioară a alunecării, pe direcția alunecării predomină eforturile de tensiune, care duc la formarea crăpăturilor transversale, iar în partea inferioară predomină eforturile de comprimare, fapt dovedit la multe alunecări de teren.

Al patrulea argument și ultimul în această prezentare îl constituie gradul diferit de alterare a structurii rocilor și a proprietăților fizico-mecanice pe direcția alunecării. Astfel, în partea superioară a alunecării rocile din cuprinsul masei alunecătoare suferă o modificare mai redusă a structurii și a proprietăților fizico-mecanice, în timp ce în partea inferioară, acumulatul

de alunecare are structura în întregime degradată și valori ale proprietăților fizico-mecanice cu totul diferite, reduse substanțial față de cele ale rocii în loc.

În baza observațiilor de teren menționate mai înainte credem că deosebirea dintre masa alunecătoare și acumulatul de alunecare apare suficient de clară, acestea fiind două elemente distincte ale unei alunecări de teren.

Revenind la suprafața de alunecare, care este cel mai important element al unei alunecări de teren, sînt de reținut două aspecte : 1) adîncimea la care se află suprafața de alunecare ; 2) forma geometrică a suprafeței de alunecare.

Cele mai multe alunecări de teren au suprafața de alunecare la cîțiva metri sau, uneori, la cîteva zeci de metri adîncime. Acestea sînt și adîncimile practice pentru care activitatea inginerească preconizează soluții tehnice de stabilizare a alunecărilor. La unele alunecări de teren se pot întîlni mai multe suprafețe de alunecare, situate succesiv la diferite adîncimi. Cercetarea geologică de teren trebuie în acest caz să identifice cea mai adîncă suprafață de alunecare, cea de la contactul cu roca în loc. Dacă acest obiectiv nu se realizează, măsurile tehnice de stabilizare a alunecării nu pot fi eficiente.

Forma geometrică a suprafeței de alunecare este determinată de condițiile geologice, între care stratificația, șistozitatea, fisurația, faliile și contactele dintre diferite formațiuni geologice joacă un rol de prim ordin. Luînd în considerare aceste elemente de discontinuitate existente în versant sau taluz, suprafața de alunecare are în multe cazuri forma plană. Dacă o alunecare se formează într-un masiv omogen, lipsit de stratificație, sau stratificat dar cu grosimi mari de strate, suprafața de alunecare este curbilinie, cilindrică-circulară, avînd concavitatea orientată spre masa alunecătoare. Considerarea formei plane a suprafeței de alunecare în estimarea stabilității versanților și taluzelor aparține lui Coulomb, iar forma curbă a fost observată de Alexandre Collin. Inginerii suedezi Petterson și Fellerius au considerat în calcul forma cilindrică-circulară a suprafeței de alunecare. De fapt la o alunecare de teren suprafața de alunecare poate avea o formă compusă din porțiuni plane și curbe, determinate de condițiile geologice locale.

Adîncimea și forma suprafeței de alunecare se stabilesc prin lucrări de explorare (foraje, puțuri, galerii). Acest lucru se face la alunecările deja produse. În situațiile curente, însă, de analiză a stabilității unui versant sau taluz, care reprezintă majoritatea cazurilor practice, asupra adîncimii și formei suprafeței de alunecare trebuie să facem mai multe ipoteze pe care să le legăm de condițiile geologice locale și îndeosebi de elementele de discontinuitate ale masivului. Selecția ipotezelor trebuie s-o facem în final, indirect, prin intermediul rezultatelor obținute, în condiții de fiabilitate.

Alte elemente ale unei alunecări de teren sînt lungimea și lățimea, care apar legate de amploarea fenomenului de alunecare. Lungimea unei alunecări este dată de distanța măsurată pe direcția alunecării, la mijlocul acesteia, între fruntea (fața de desprindere) și baza alunecării, iar lățimea reprezintă distanța medie, perpendiculară pe direcție (fig. 3.2). Ca ordin de mărime, lungimea unei alunecări este de cîteva zeci sau sute de metri, uneori

chiar cîțiva km, iar lățimea se măsoară de regulă în zeci de metri, sau sute de metri la fenomenele de amploare.

Urmărind o alunecare de teren pe lungime se constată, de regulă, un relief negativ între fruntea și piciorul alunecării și un relief pozitiv între piciorul și baza alunecării. Cu alte cuvinte, între fruntea și piciorul alunecării avem un deficit de masă, în comparație cu situația de dinainte de alunecare, iar între piciorul și baza alunecării se constată un plus de masă. Pe masa alunecătoare se formează un microrelief specific, cu frecvente denivelări, mici adînciturl care împiedică scurgerea apelor de suprafață. Aici apar ruperi de pantă bruște, date de noile fețe de desprindere care continuă compartimentarea masei alunecătoare în blocuri mai mici orientate perpendicular pe direcția alunecării. Pe aceste fețe de desprindere și pe crăpăturile transversale se infiltrează noi cantități de apă în teren care favorizează evoluția alunecării. Microrelieful de pe acumulatul de alunecare asigură mai bine drenarea apelor de suprafață, în comparație cu cel de pe masa alunecătoare. Condițiile scurgerii de suprafață sînt mai dificile la alunecările de mari proporții, unde relieful este vălurit, acest caracter fiind dat de o serie de valuri, cu diferite înălțimi, ce se formează pe seama acumulatului de alunecare, orientate perpendicular pe direcția alunecării. Am denumit aceste ridicări „valuri baraj", deoarece ele determină formarea unor lacuri pe corpul alunecărilor de teren.

Pe marginile longitudinale ale unei alunecări de teren se observă, în zona masei alunecătoare, adevărate tăieturi verticale care separă corpul alunecării de roca în loc. Aceste tăieturi se extind numai pînă spre piciorul alunecării, iar de aici pînă la baza alunecării, în cuprinsul acumulatului de alunecare, corpul alunecării reprezintă o revărsare a materialului pe suprafața morfologică. Marginile alunecărilor de teren, reprezentînd și ele căi de acces ale apei în teren, favorizează evoluția procesului de alunecare. Ca urmare a infiltrațiilor de apă în teren, pe suprafața de alunecare se constată o creștere a cantității de apă, pe o grosime de 4—5 cm de o parte și alta a acestei suprafețe (fig. 3.3).

Marea majoritate a elementelor tratate mai înainte servesc la recunoașterea și cartarea alunecărilor de teren.

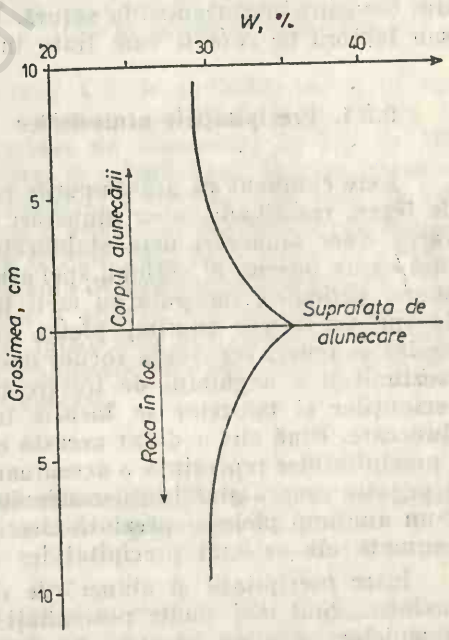


Fig. 3.3. Variația umidității în jurul suprafeței de alunecare (prelucrare după Skempton).

3.3. Cauzele alunecărilor de teren

Studiul alunecărilor de teren se începe cu cercetarea cauzelor acestor fenomene. Cunoscînd cauzele alunecărilor cunoaștem de fapt direcțiile de acționare pentru stabilizarea alunecărilor de teren, prin eliminarea acțiunii cauzelor sau prin reducerea efectului lor în timp. Cercetarea completă a unei alunecări de teren presupune : 1) cunoașterea cauzelor care au generat-o ; 2) prognoza teoretică și practică a stabilității versantului sau taluzului prin metode teoretice de calcul și pe baza studierii deformațiilor din masiv prin observații staționare ; 3) proiectarea măsurilor tehnice de stabilizare, prin considerarea adecvată a elementelor geologice și geotehnice.

În cele ce urmează ne vom referi la o parte dintre agenții și factorii care, prin acțiunea lor, constituie cauze ale alunecărilor de teren. Ne referim deci la acțiunea cauzelor, care reprezintă de fapt procese fizico-mecanice ce se desfășoară pe durata mai multor ani sau zeci de ani, și nu la cauze în sine. Să luăm un exemplu. Vom trece în rîndul cauzelor aluncărilor de teren precipitațiile atmosferice. De aici ar putea fi considerat că apa în sine este o cauză a alunecărilor de teren, ceea ce nu poate fi acceptat. Acțiunea apei din precipitații asupra rocilor, pe o anumită perioadă de timp, declanșînd în masiv o serie de procese fizico-mecanice, care au drept rezultat reducerea coeziunii și a unghiului de frecare internă ale rocilor, constituie însă una dintre cele mai importante cauze ale alunecărilor de teren, cu caracter periodic, dovedită pretutindeni în natură. În acest mod trebuie înțeleși toți agenții sau factorii pe care îi vom trata în rîndul cauzelor alunecărilor de teren.

3.3.1. Precipitațiile atmosferice

Este cunoscut că anotimpurile ploioase produc în unele zone alunecări de teren, reactivarea unor alunecări cu evoluție mai lentă sau chiar reactivarea unor alunecări deja stabilizate. Anotimpul ploios nu trebuie privit însă ca un început al acțiunii apei asupra masivului, ci ca o acțiune în continuare, periodică, începută cu mult timp în urmă și repetată pe un număr de ani. Cu fiecare anotimp ploios, valorile proprietăților fizico-mecanice ale rocilor se reduc, rezistența rocilor devine mai mică, îndeosebi prin reducerea coeziunii și a unghiului de frecare internă. Acțiunea precipitațiilor asupra versanților și taluzelor se încheie în momentul declanșării procesului de alunecare. Pînă aici a durat această cauză a alunecării. Repetarea periodică a precipitațiilor reprezintă o accentuare a aceleiași cauze, o creștere a efectului ei negativ asupra stabilității masivului. Apariția unei alunecări de teren într-un anotimp ploios reprezintă efectul final al unui șir mai lung de efecte însumate ale acțiunii precipitațiilor asupra rocilor.

Între precipitații și alunecările de teren există deci o determinare, o corelație. Sînt mai multe posibilități de a ilustra această corelație pe baza exemplelor practice. Astfel, s-au stabilit corelații între mărimea precipitațiilor și mărimea absolută a deplasării totale a alunecării de teren. S-au stabilit de asemenea corelații între mărimea precipitațiilor și

viteza de alunecare (fig. 3.4). Exemplul din fig. 3.4. se referă la alunecările dintr-o carieră în care s-au măsurat precipitaţiile şi viteza de alunecare în anii 1957—1959. Cu privire la precipitaţii, pentru care s-a luat exprimarea în cm/lună, se constată valori de circa 10—15 cm/lună, repetate periodic în primăvara anilor 1957—1959. Viteza de deplasare s-a exprimat şi ea tot în cm/lună. Din această corelaţie sînt de reţinut două aspecte. Primul aspect îl reprezintă dependenţa directă a vitezei de alunecare de mărimea precipitaţiilor. Din aceste date, precipitaţiile maxime de circa 13 cm/lună au fost în primăvara anului 1957, care au determinat, în acelaşi an, o viteză de alunecare maximă de aproximativ 180 cm/lună. În 1958, la precipitaţii mai mici decît în anul precedent, adică 10 cm/lună, s-a înregistrat o viteză de alunecare de asemenea mai mică, de circa 100 cm/lună. Cel de al doilea aspect al corelaţiei dintre precipitaţii şi viteza de alunecare se referă la decalarea lor în timp în funcţie de evoluţia procesului de alunecare. Astfel, în 1957 viteza maximă de alunecare s-a constatat la o lună după căderea precipitaţiilor maxime, iar în anul 1958 acest interval a fost de două luni. În 1959 măsurătorile nu mai arată o dependenţă a vitezei de mărimea precipitaţiilor. Explicaţia corelaţiei precipitaţii-viteză trebuie pusă în legătură cu evoluţia alunecării. În 1957, alunecarea fiind în curs de desfăşurare, răspunsul vitezei de alunecare la acţiunea precipitaţiilor a apărut într-un timp mai scurt decît în 1958 cînd alunecarea s-a aflat într-o fază mai apropiată de stabilizare. În 1959 alunecarea practic este stabilizată, ceea ce explică lipsa corelaţiei dintre precipitaţii şi viteza de alunecare.

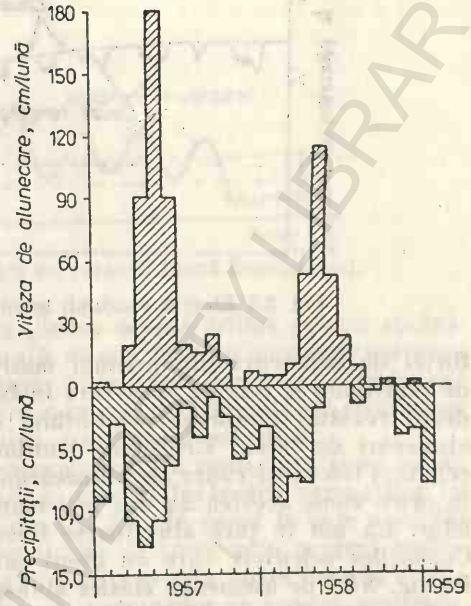


Fig. 3.4. Corelaţia dintre precipitaţii şi viteza de alunecare (după Wilson).

3.3.2. Eroziunea rîurilor şi săpăturile executate la baza versanţilor. Încărcarea versanţilor cu sarcini suplimentare

1. Eroziunea rîurilor la baza versanţilor, precum şi acţiunea valurilor mării şi a oceanului asupra ţărmului înalt, au drept rezultat formarea a numeroase alunecări de teren. Eroziunea rîurilor descarcă baza versantului lipsindu-l în acest mod de un sprijin natural cu rol de pinten de rezistenţă. Referindu-ne la fig. 3.1, prin eroziunea bazei versantului se reduce mărimea

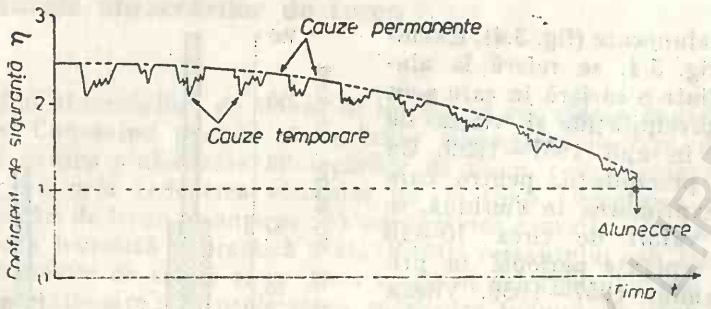


Fig. 3.5. Efectul eroziunii bazei versanților (după K. Terzaghi).

forței de rezistență din prismul masiv, se modifică raportul dintre forțele de rezistență și cele de alunecare în favoarea acestora din urmă, ceea ce are drept rezultat pierderea echilibrului natural al versantului, formarea unei alunecări de teren. Eroziunea rîurilor și abraziunea marină sînt probabil cele mai frecvente cauze ale alunecărilor de teren. Cartînd alunecările de teren în orice zonă, acestea au cea mai mare răspîndire în lungul rîurilor și pîraielor. La noi în țară sînt foarte frecvente alunecările de teren la curbura Carpaților orientali, care au drept cauză eroziunea rîurilor Buzău, Milcov, Putna. Sînt de asemenea clasice alunecările din Crimeea, formate prin abraziunea Mării Negre. În lungul unui rîu terasele aluvionare inferioare protejează versanții de eroziune și acționează ca adevărați contraforți naturali în menținerea echilibrului natural al zonei. Din analiza hărților cu alunecări de teren rezultă o corelație foarte bună între prezența teraselor aluvionare și stabilitatea versanților în zona respectivă. Dacă prin rezerva de stabilitate a unui versant sau taluz înțelegem mărimea coeficientului de siguranță peste valoarea unu, să urmărim evoluția stabilității unui versant la baza căruia acționează eroziunea unui rîu, pe care o considerăm în rîndul cauzelor permanente ale alunecărilor de teren (fig. 3.5).

Plecînd de la un coeficient de siguranță la cedarea prin alunecare $\eta \approx 2{,}5$, sub acțiunea eroziunii rîurilor are loc o reducere treptată, uniformă și permanentă a rezervei de stabilitate, coeficientul de siguranță ajungînd foarte aproape de valoarea unu. Versantul suferă în același timp și o reducere a rezervei de stabilitate ca urmare a unor cauze temporare, cu caracter periodic, de exemplu acțiunea ploilor care produc și ele o reducere a rezervei de stabilitate. Alunecarea se produce ca urmare a eroziunii rîului, care determină tendința generală de reducere a rezervei de stabilitate, deși pentru cazul considerat se adaugă și efectul acțiunii ploilor.

2. Săpăturile executate la baza versanților sau pe versanți, joacă, la o scară mai mică, un rol asemănător cu eroziunea rîurilor, lipsind versanții de un contrafort natural. În fig. 3.6 este sugerat efectul pe care îl au săpăturile executate pe versanți în formarea unei alunecări de teren. Coeficientul de siguranță la cedarea versantului prin alunecare are, în acest model, valoarea inițială $\eta = 2$. În timpul ploilor acest coeficient scade, iar în vreme secetoasă versantul cîștigă ceva din rezerva de stabilitate. Coeficientul $\eta = 2$ reprezintă deci o valoare medie a oscilațiilor provocate de ploi și secetă. Prin efectuarea unor săpături pe versant coeficientul de siguranță scade de la $\eta = 2$,

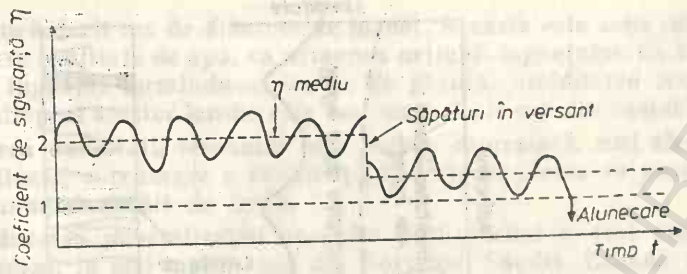


Fig. 3.6. Efectul săpăturilor executate pe versanți (după Emelianova).

la $\eta < 1{,}5$. În noua situație intervenția ploilor devine critică pentru stabilitatea versantului, coeficientul de siguranță atinge într-un moment valoarea $\eta = 1$ și versantul cedează prin alunecare. Și în acest caz avem o îmbinare a acțiunii simultane a două cauze, între care cea determinată de efectuarea săpăturii pe versant, sau la baza acestuia, joacă rolul principal.

3. Încărcarea versanților cu sarcini suplimentare reprezintă și ea cauza unor alunecări de teren. Pentru a înțelege efectul încărcării versanților cu sarcini suplimentare apelăm la schema din fig. 3.1. În cazul în care sarcinile suplimentare sînt situate la dreapta verticalei ce trece prin centrul suprafeței de alunecare 0 se măresc forțele de alunecare și asta poate duce la alunecarea versantului. Forțele date de încărcarea versanților cu sarcini suplimentare trebuie introduse în metodele de calcul. Încărcarea versanților cu sarcini suplimentare este o problemă practică curentă. Sînt numeroase sate și orașe așezate pe versanți cu înclinări mai mari sau mai mici, pitorescul acestor localități fiind încîntător. În cazul taluzelor, îndeosebi la cariere, încărcarea acestora cu sarcini suplimentare este o problemă curentă a procesului de producție. Este vorba de sarcinile provenite din utilajele de excavare, transport, depozite de materiale, construcții provizii etc.

Ne vom referi la un exemplu recent al unor alunecări de teren produse în prima parte a anului 1977, pe versantul drept al Văii Miței, la Zalău. Versanții au o pantă în general lină, circa 10°, și sînt alcătuiți din argile pliocene care apar la zi. În toamna anului 1976 pe versantul drept s-au depozitat niște argile rezultate din excavații, pe circa 100×40 m în suprafață și 2 m grosime. Încărcarea rezultată din acest depozit s-a estimat la $p = 0{,}3-0{,}4$ daN/cm², deci o presiune mică. Depozitul de argile avînd suprafața aproape orizontală, fără scurgere, infiltrarea apei din ploi și din zăpezi s-a adăugat ca o a doua cauză care a generat aceste alunecări.

3.3.3. Înghețul, reducerea mineralizației apei din porii rocilor, presiunea apei din pori și din fisuri și sufoziunea

1. Înghețul reprezintă și el una din cauzele alunecărilor de teren. În timpul înghețului, în teren se dezvoltă un stress foarte puternic, care după datele lui Leopold Müller este de circa 2 000 daN/cm². Această presiune duce la fisurarea rocilor, la fragmentarea lor, la o scădere a valorilor proprietăților fizico-mecanice și implicit a rezistenței rocilor. Influența înghețului asupra rocilor este diferită în funcție de natura petrografică. Astfel, argilele suferă

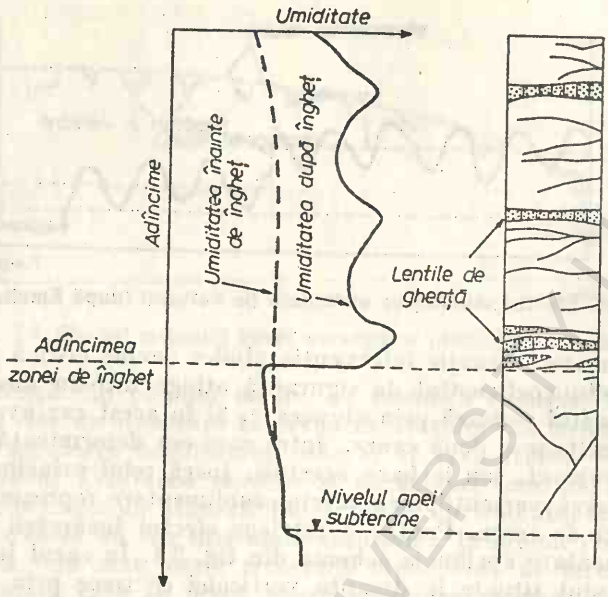


Fig. 3.7. Migrația apei în timpul înghețului (după Osterberg).

o degradare mai mare distrugîndu-și structura, în comparație cu nisipurile și pietrișurile. Și la rocile stîncoase influența înghețului este diferită, în funcție de rezistența la compresiune și de gradul de fisurare naturală.

Un alt proces generat de îngheț este reprezentat de migrația apei în teren, pe verticală, din adîncime spre suprafață terenului (fig. 3.7). În timpul temperaturilor scăzute îngheață mai întîi apa gravitațională din teren, după care urmează în ordine apa capilară, iar la temperaturi și mai mici, apa peliculară legată fizic în jurul granulelor minerale. Înghețînd o parte din apa peliculară, particula minerală dispune de un potențial electrocinetic care este satisfăcut prin atragerea unei noi cantități de apă din adîncime, de sub zona de îngheț, apă care se ridică p verticală spre zona de îngheț, pe calea migrației peliculare. Practic, apa peliculară migrează de la o granulă minerală la alta, din zonele neînghețate spre zona care îngheață, mărind în acest mod cantitatea de apă din teren, pe toată adîncimea de îngheț. Acest proces de migrație a apei peliculare a fost dovedit experimental prin determinări de umiditate făcute într-o secțiune verticală în teren, înainte și după îngheț. În fig. 3.7 linia întreruptă arată valorile umidității, pe adîncime, înainte de îngheț, iar linia continuă reprezintă umiditatea după îngheț-desgheț. Examinînd diagramele din fig. 3.7 sînt de reținut două aspecte. Primul aspect se referă la faptul că umiditatea rocilor după îngheț este mai mare decît cea de dinainte de îngheț, sporul de umiditate venind din adîncime de sub zona de îngheț, sau chiar din apa subterană, pe calea migrației peliculare. Al doilea aspect al migrației peliculare îl reprezintă faptul că imediat sub adîncimea de îngheț există o zonă de deficit de umiditate în teren, umiditatea rocilor după îngheț

fiind mai mică decît cea de dinainte de îngheț. Aceasta este zona care a cedat cea mai mare cantitate de apă, ca urmare a acțiunii înghețului. Ca un detaliu, în terenul înghețat formîndu-se lentile de gheață, umiditatea rocilor după înghețare, în dreptul acestor lentile este mai mare decît cea din vecinătate.

Creșterea umidității terenului prin îngheț, reprezintă, mai ales în cazul rocilor argiloase, o reducere a rezistenței la forfecare, ceea ce poate duce la formarea unor alunecări de teren.

2. Reducerea mineralizației apei din porii rocilor a fost observată în ultimele decenii în mai multe zone din Norvegia, Suedia, Canada, la argilele sensitive, denumite „quicq clay", care sînt roci cuaternare de origină marină, puternic afectate de alunecări de teren care pot avea loc și pe pante în general mici, de numai cîteva grade. Acest fenomen a fost pus în evidență cu ocazia cercetărilor geologice și geotehnice efectuate la alunecările de teren din Norvegia de către școala condusă de profesorul L. Bjerrum. În argilele marine infiltrîndu-se ape dulci, o perioadă îndelungată, se produce o spălare a sărurilor din apa din pori, care se pot reduce de la 30—35 g/l, salinitate pe care roca a avut-o în momentul formării ei în mediul marin, pînă la numai cîteva g/l. De exemplu, la o alunecare situată la 35 km NV de Oslo s-a constatat că argilele din cuprinsul alunecării aveau 1,2—2,3 g/l, în timp ce în afara corpului alunecării aceleiași argile aveau o salinitate (NaCl) de 20—30 g/l (Bjerrum L, 1955). Spălarea sărurilor din porii rocilor, care se produce fără o micșorare a umidității, se traduce printr-o reducere a rezistenței la forfecare a rocilor. Reducerea rezistenței la forfecare reprezintă, la rîndul ei, o posibilitate de modificare a echilibrului natural al versanților, provocată de micșorarea forțelor de rezistență. Acesta este drumul proceselor fizico-mecanice care duc la formarea unei alunecări de teren în argile sensitive, plecînd de la reducerea mineralizației apei din pori. În fig. 3.8 se arată variația conținutului în săruri la o alunecare de teren în argile sensitive. Se vede că deasupra suprafeței de alunecare conținutul în săruri al apei din pori este mai mic de 2 g/l, iar sub suprafața de alunecare salinitatea crește la 5—6 g/l.

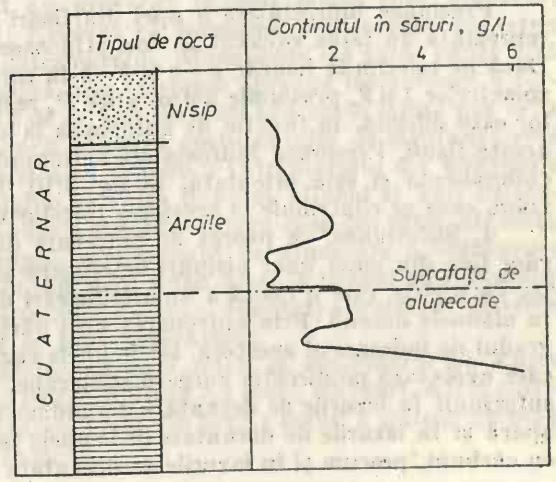


Fig. 3.8. Variația mineralizației apei subterane la o alunecare de teren (prelucrare după Hutchinson).

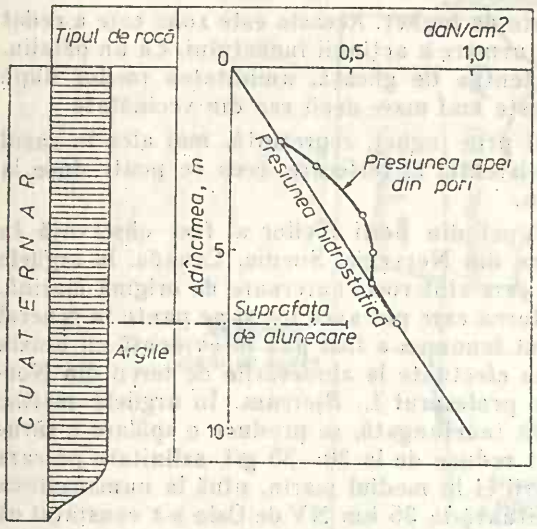


Fig. 3.9. Variația presiunii apei din pori în vecinătatea unei alunecări de teren (după O. Eide, L. Bjerrum).

3. Presiunea apei din pori și din fisuri acționează diferit, dar cu același rezultat. Presiunea apei din pori reduce forțele de rezistență ale masivului, iar presiunea apei din fisuri crește forțele de alunecare. În terenul neafectat de alunecare presiunea apei din pori este egală, la o adîncime dată, cu presiunea hidrostatică. În cuprinsul alunecării, deasupra suprafeței de alunecare, presiunea apei din pori este mai mare decît valoarea presiunii hidrostatice. Acest lucru se explică prin faptul că în cuprinsul masei alunecătoare structura rocilor, fiind deranjată, nu mai poate prelua sarcina geologică și o transmite direct apei din pori, care obține o creștere suplimentară a presiunii. Sub suprafața de alunecare însă, roca în loc ne mai fiind deranjată, presiunea apei din vapori devine egală cu presiunea hidrostatică. Și în vecinătatea alunecării s-au constatat valori mai mari ale presiunii apei din pori, față de presiunea hidrostatică (fig. 3.9).

Presiunea hidrostatică a apei din fisuri este ilustrată în fig. 3.10, care reprezintă un taluz excavat în roci stîncoase traversate de o serie de fisuri. Dacă ne referim la fisurile $a—a$ și $b—b$ în care s-au măsurat, cu ajutorul piezometrelor *1* și *2*, presiunile hidrostatice P_a respectiv P_b, observăm că mărimea lor este diferită, în funcție de adîncimea la care se găsește apa în fiecare din aceste fisuri. Presiunea hidrostatică acționînd perpendicular pe pereții fisurii, componenta ei este orientată, în fig. 3.10, în aceeași parte cu panta taluzului, ceea ce contribuie la creșterea forțelor de alunecare.

4. Sufoziunea, ca proces de antrenare de către apa subterană a nisipurilor fine din masa unor nisipuri heterogene și din depozitele de nisip în amestec cu pietriș, este o cauză a unor alunecări de teren, cu o recunoaștere largă în ultimele decenii. Prin antrenarea unei părți din masa nisipurilor se reduce gradul de îndesare al acestora, iar în unele cazuri se formează goluri subterane care evoluează pe direcția curgerii subterane. De o mare utilitate este studiul sufoziunii în iazurile de decantare din industria minieră. Sufoziunea poate să apară și în iazurile de decantare de la unele termocentrale care sîntali mentate cu cărbuni, precum și în iazurile de decantare de pe lîngă unele uzine chimice.

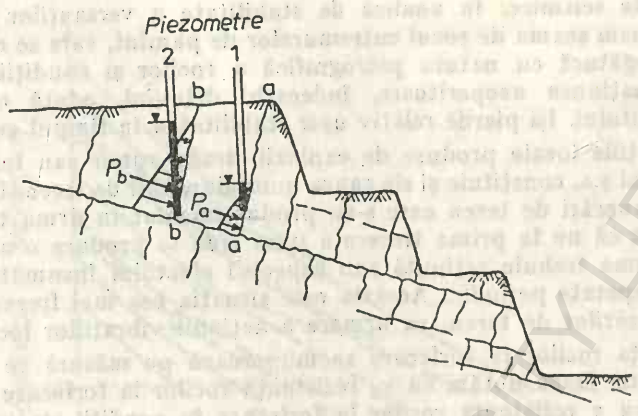


Fig. 3.10. Acțiunea apei din fisuri, în roci stîncoase (după Patton și Deere).

Pe cîteva iazuri de decantare din industria minieră sufoziunea a dus la formarea unor „pîlnii sufozionare" care au apărut pe taluze sub forma unor prăbușiri locale. Este vorba de fapt de prăbușirea acelor goluri subterane menționate mai înainte, cu răspuns pînă la suprafața taluzului. Astfel de pîlnii sufozionare au fost semnalate pe iazul de decantare de pe Pîriul Cărbunelui de la Teliuc și pe cel de pe Valea Devei, de lîngă Deva. Măsurile adoptate pentru reducerea efectului sufoziunii, reprezentate prin filtre inverse și prin umplerea cu pietriș mărunt a pîlniilor sufozionare au contribuit la menținerea stabilității taluzelor, deși fenomenele sufozionare au fost foarte active.

În lipsa unor măsuri prompte, sufoziunea poate duce, într-un timp scurt, la cedarea iazului de decantare.

3.3.4. Șocul cutremurelor de pămînt și al vibrațiilor locale

1. Cutremurele de pămînt au provocat în mai multe zone alunecări de teren, de diferite proporții. Evident că formarea alunecărilor de teren este în funcție de intensitatea cutremurului. Alunecările ale căror cauze sînt cutremurele de pămînt se formează prin creșterea aproape instantanee a forțelor de alunecare (fig. 3.1). Iată de ce unii versanți sau uncle taluze pot ceda în timpul cutremurelor, chiar dacă valoarea coeficientului de siguranță este foarte acoperitoare. În țara noastră ca urmare a cutremurului din noiembrie 1940 s-a format o alunecare de teren pe Valea Bobului, afluent al Văii Buzăului, alunecare de mari proporții care a stricat și cîteva case din satul Afumați, situat pe stînga văii. Un exemplu impresionant de alunecare a versanților în timpul unui cutremur este cel din M-ții Anzi. Aici, în timpul cutremurului din Peru din 31 mai 1970 (magnitudinea 7,7 scara Richter) alunecările de teren au acoperit două orașe situate la baza versantului.

Cu privire la cedarea taluzelor, ne vom referi la cutremurul La Liqua care a avut loc în Chile în 1965 (magnitudinea 7,1 scara Richter). Acest cutremur a distrus 11 iazuri de decantare. Unul din aceste iazuri a distrus un oraș, pierzîndu-și viața peste 200 oameni.

În zonele seismice, în analiza de stabilitate a versanților și taluzelor trebuie să ținem seama de șocul cutremurelor de pământ, care se cere analizat în strînsă legătură cu natura petrografică a rocilor și condițiile geologice locale. Formațiunea acoperitoare, îndeosebi deluviul, odată cu creșterea pantei versantului, își pierde relativ ușor stabilitatea în timpul cutremurelor.

2. Vibrațiile locale produse de explozii, trafic rutier sau feroviar, fundații de mașini ș.a. constituie și ele cauza unor alunecări de teren. De exemplu, se cunosc alunecări de teren care s-au produs imediat în urma trecerii unui tren. Evident că nu la prima trecere a unui tren se produce o alunecare de teren. Problema trebuie reținută sub aspectul efectului însumat al acțiunii vibrațiilor, repetate periodic. Aceasta este situația cea mai frecventă a producerii alunecărilor de teren, ca urmare a acțiunii vibrațiilor locale.

Rezistența rocilor la forfecare se micșorează pe măsură ce accelerația vibrației crește. Dacă notăm cu τ_d rezistența rocilor la forfecare în condiții dinamice și cu τ rezistența rocilor la forfecare în condiții statice, raportul lor reprezintă coeficientul de reducere a rezistenței la forfecare :

$$\eta_0 = \frac{\tau_d}{\tau} \tag{3.3}$$

Coeficientul η_0 are valoarea maximă 1, deoarece în condiții de limită, pentru vibrații cu o accelerație foarte mică $\tau_d = \tau$. Pe măsură ce accelerația vibrației crește, rezistența la forfecare τ_d se micșorează, ceea ce determină reducerea lui η_0. Diagrama din fig. 3.11 ilustrează corelația dintre rezistența la forfecare și accelerația vibrației. Prin vibrații, argilele de exemplu își pot reduce rezistența la forfecare cu mai mult de jumătate din valoarea obținută la o încărcare statică. S-a dovedit experimental că la accelerații ale vibrației mai mici de 4 000 mm/s² rezistența la forfecare a argilelor practic nu se reduce. Acesta ar fi domeniul rezistenței structurale a argilelor la solicitări dinamice (fig. 3.11).

Alunecările de teren se pot forma și prin șocul exploziilor repetate. Pentru a înțelege mai bine efectul vibrațiilor repetate să urmărim modelul ilus-

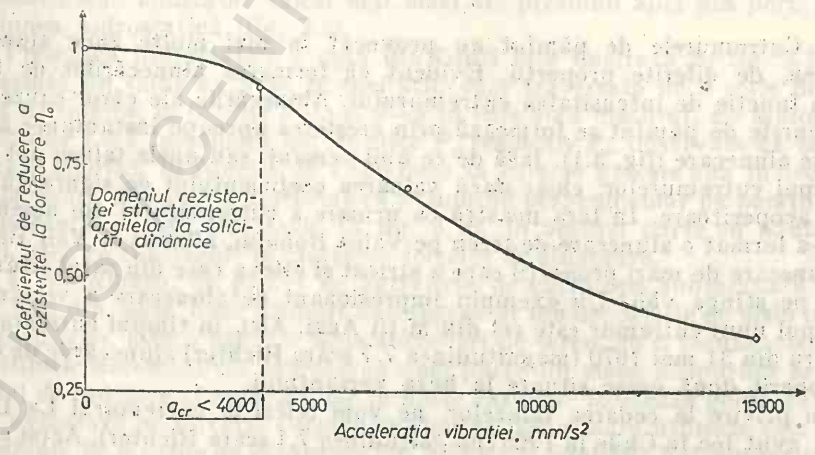


Fig. 3.11. Corelația dintre rezistența la forfecare a argilelor și accelerația vibrației.

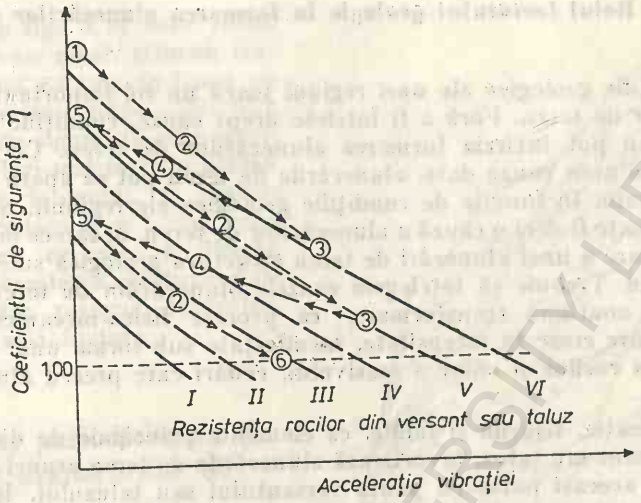


Fig. 3.12. Formarea unei alunecări de teren prin șocul exploziilor repetate (după Stewart și Seegmiller):

1 — versant sau taluz stabil; *2* — coeficientul de siguranță redus de șocul vibrațiilor; *3* — accelerația maximă a vibrației; *4* — creșterea coeficientului de siguranță după încetarea vibrațiilor; *5* — versant sau taluz stabil după una sau mai multe explozii; *6* — cedarea versantului sau taluzului.

trat în fig. 3.12. Aici, starea de rezistență a versantului sau taluzului este dată de șase curbe (*I—VI*), creșterea rezistenței fiind de la curba *I* la curba *VI*.

Acest model scoate în evidență faptul că rezistența rocilor se reduce pe măsura creșterii accelerației vibrației. În momentul atingerii accelerației maxime s-a ajuns la o reducere a rezistenței rocii, de asemenea maximă. Odată depășită valoarea maximă, accelerația vibrației se reduce, în timp ce roca începe să-și recapete o parte din rezistența pierdută ca urmare a șocului seismic. La încetarea vibrației, coeficientul de siguranță al versantului sau taluzului are o valoare mai mică decît cea inițială. La un nou șoc coeficientul de siguranță se reduce ca urmare a creșterii accelerației vibrației, reducerea fiind mai mare decît la șocul precedent. La stingerea vibrațiilor provocate de cel de al doilea șoc, coeficientul de siguranță final se situează mult sub valoarea de la primul șoc seismic. În sfîrșit, la un al treilea șoc reducerea coeficientului de siguranță atinge valoarea critică ($\eta = 1$) și versantul sau taluzul cedează (fig. 3.12).

Studiul efectului vibrațiilor locale asupra versanților și taluzelor, mai ales pentru vibrațiile provenite din explozii, este o problemă actuală în țara noastră, pe o durată de cîteva decenii de aici înainte, cu deosebire în industria minieră, la exploatările în carieră ale zăcămintelor cu conținut scăzut în substanțe utile (Roșia Poieni, Moldova Nouă, Coranda-Hondol ș.a.). Trebuie studiată de asemenea influența exploziilor asupra iazurilor de decantare, care sînt cele mai sensibile construcții de pămînt. Prin vibrații, depunerile argiloase-prăfoase din iaz, ca urmare a proprietăților lor tixotrope, își reduc mult rezistența la forfecare, în defavoarea stabilității.

3.3.5. Rolul factorului geologic în formarea alunecărilor de teren

Condiţiile geologice ale unei regiuni joacă un rol important în formarea alunecărilor de teren. Fără a fi înţelese drept cauze, condiţiile geologice pot favoriza sau pot întîrzia formarea alunecărilor de teren. Cu alte cuvinte, în condiţiile unor cauze date, alunecările de teren pot să apară mai devreme sau mai tîrziu, în funcţie de condiţiile geologice ale regiunii. Structura geologică nu poate fi deci o cauză a alunecărilor de teren, deoarece la scara timpului de formare a unei alunecări de teren structura geologică suferă modificări neînsemnate. Trebuie să înţelegem cauzele alunecărilor de teren ca pe nişte procese în continuă transformare, ca procese fizico-mecanice în acţiune continuă, care cresc în intensitate, manifestate sub forma unor cedări locale în structura rocilor şi chiar a masivului, cedări care preced alunecarea propriu-zisă.

Stratificaţia, fisurile şi faliile, ca elemente principale de discontinuitate într-un versant sau taluz, favorizează alunecările de teren atunci cînd căderea lor este de aceeaşi parte cu panta versantului sau taluzului. În situaţia în care stratificaţia, sau alte elemente de discontinuitate, înclină spre interiorul versantului sau taluzului, sau în cazul în care apare ca orizontală, alunecările de teren se formează după o perioadă mai mare de timp, iar în multe cazuri nici nu apar, deşi versantul sau taluzul se află sub acţiunea acelorași cauze. În fig. 3.13 este redat un taluz în care se află o falie şi o fisură, ambele avînd căderea de aceeaşi parte cu panta taluzului. În acest caz alunecarea are loc de-a lungul faliei, deoarece aici rezistenţa la forfecare este mai mică decît cea existentă pe fisură. Falia ieşind în baza taluzului, aceasta reprezintă o condiţie şi mai defavorabilă pentru stabilitate, deoarece concentrarea eforturilor de forfecare are loc la piciorul taluzului.

Fisuraţia, mai ales în cazul rocilor stîncoase, este un factor geologic foarte important, care necesită o cunoaştere aprofundată în vederea estimării

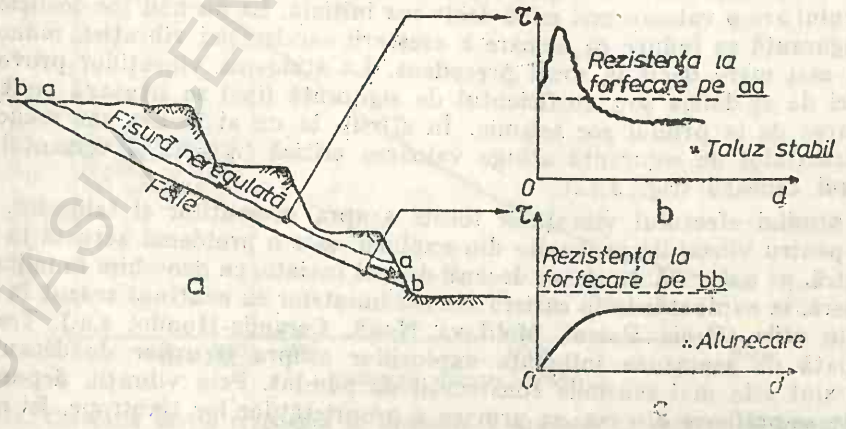


Fig. 3.13. Alunecare de teren de-a lungul unei falii (după Patton şi Deere).

stabilității. În fig. 3.14 este redat un taluz într-un masiv stîncos, traversat de două sisteme de fisuri cu înclinări diferite, între 25—65°. Coeficientul de siguranță este variabil, de la valori mai mari în partea superioară a taluzului, la valori mici, chiar critice $\eta = 1$, în baza taluzului, ceea ce este în directă legătură cu creșterea eforturilor de forfecare către piciorul taluzului, menționată mai înainte.

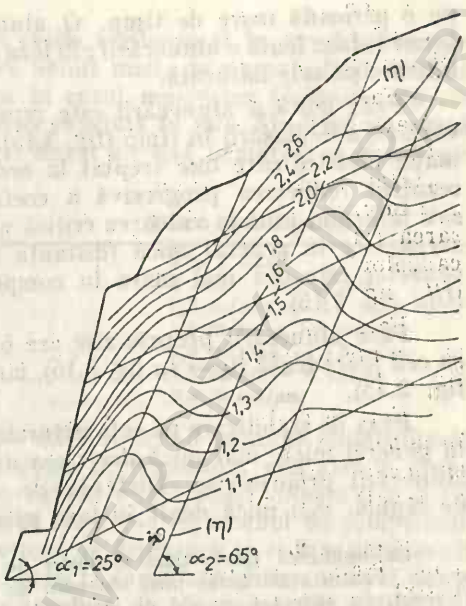


Fig. 3.14. Variația coeficientului de siguranță într-un masiv stîncos cu două sisteme de fisuri (după Gaziev).

3.4. Viteza, periodicitatea și vîrsta alunecărilor de teren

3.4.1. Fazele unei alunecări

Modelul conceptual de formare a unei alunecări de teren este redat în fig. 3.15. O alunecare de teren începe de fapt odată cu acțiunea primei cauze sau, altfel exprimat, o alunecare de teren pleacă de la timpul zero, care se consideră la începutul acțiunii cauzelor, proces care poate dura mai mulți ani sau mai multe zeci de ani. Privite în acest mod alunecările de teren sînt procese geodinamice lente și foarte lente care, avînd o determinare fizico-mecanică, se extind

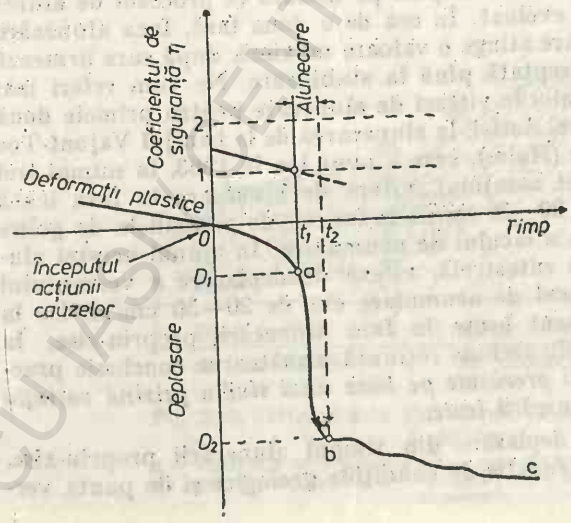


Fig. 3.15. Fazele unei alunecări de teren (după K. Terzaghi).

pe o perioadă mare de timp. O alunecare de teren are, în principiu, trei faze : 1) faza lentă a alunecării ; 2) faza alunecării propriu-zise ; 3) faza de stabilizare pe cale naturală.

Faza lentă a alunecării este reprezentată de porțiunea *Oa* a curbei de variație a deplasării în timp (fig. 3.15). În această fază, în masiv au loc deformații plastice care duc treptat la cedări locale. Aceste deformații au drept rezultat reducerea progresivă a coeficientului de siguranță al versantului sau taluzului pînă la valoarea critică $\eta = 1$. În faza lentă de alunecare deplasarea este în general mică (distanța OD_1 din fig. 3.15), iar durata acțiunii cauzelor este cea mai mare în comparație cu celelalte faze ale alunecării (Ot_1, fig. 3.15).

Faza alunecării propriu-zise are o durată mult mai mică în comparație cu cea precedentă ($t_2 - t_1$, fig. 3.15), iar deplasarea este foarte mare ($D_2 - D_1$, fig. 3.15).

Faza de stabilizare pe cale naturală a unei alunecări de teren are o durată în general mică, mai mică decît cea din faza lentă, dar mai mare decît faza alunecării propriu-zise. Distanța de deplasare a masei alunecătoare este, de regulă, mai mică decît în faza precedentă.

Exemplificînd fazele unei alunecări de teren ne vom referi la cedarea unui zid de sprijin. Pentru stabilizarea unei alunecări de teren, care a avut loc în argilele de Londra (Eocen), s-a executat un zid de sprijin, în 1912, care a cedat în 1941. Perioada de circa 30 ani în care zidul a rezistat împingerilor dezvoltate de alunecare reprezintă, în acest caz, faza lentă de alunecare. În comparație cu faza lentă, alunecarea propriu-zisă a avut o durată foarte mică.

3.4.2. Viteza de alunecare

În prima fază de formare a unei alunecări de teren viteza de alunecare are valori în general mici, care cresc treptat pe măsură ce procesul de alunecare devine din ce în ce mai evoluat. În cea de a doua fază, faza alunecării propriu-zise, viteza de alunecare atinge o valoare maximă, după care urmează drumul invers, de reducere treptată pînă la stabilizare. Ne vom referi mai întîi, printr-un exemplu, la valorile vitezei de alunecare pentru primele două faze ale procesului de alunecare. Astfel, la alunecarea de la barajul Vajont-Toc din Italia, formată în calcare (Malm), care a avut loc în 1963, la numai trei ani după terminarea execuției barajului, viteza de alunecare în faza lentă a variat între cîțiva cm/zi și 20—30 cm/zi, în funcție de perioadele de golire parțială, respectiv de umplere a lacului de acumulare. În ajunul acestei alunecări, care a produs o mare catastrofă, viteza de deplasare a versantului alunecător care a căzut în lacul de acumulare era de 20—30 cm/zi. De la această valoare viteza a crescut brusc în faza alunecării propriu-zise, la circa 25 m/s. Din acest exemplu trebuie reținută următoarea concluzie practică : *alunecările de teren pot fi prevăzute pe baza unui studiu privind variația vitezei de deplasare în faza alunecării lente.*

Cu privire la viteza de deplasare din timpul alunecării propriu-zise, aceasta este foarte diferită, în funcție de condițiile geologice și de panta ver-

santului sau taluzului. În general, în rocile argiloase și în cazul versanților cu pantă lină, viteza de alunecare are valori mici, de numai cîțiva mm/an. În alte condiții morfologice, mai ales în cazul masivelor alcătuite din roci stîncoase, viteza de deplasare crește și se exprimă în m/s. Studiind un număr mare de alunecări de teren, Sharpe și Eckel au dat următoarea clasificare, după viteza de alunecare:

Alunecare	Viteza de alunecare, v
Extrem de rapidă	$v > 3$ m/s
Foarte rapidă	3 m/s — 0,3 m/min
Rapidă	0,3 m/min — 1,5 m/zi
Moderată	1,5 m/zi — 1,5 m/lună
Lentă	1,5 m/lună — 1,5 m/an
Foarte lentă	1,5 m/an — 6 cm/an
Extrem de lentă	$v < 6$ cm/an.

Viteza unei alunecări de teren este diferită într-o secțiune longitudinală. Astfel, în zona forțelor de alunecare viteza de deplasare, mai ales la alunecările de mari proporții, se menține aproximativ la aceeași valoare (fig. 3.16). În zona forțelor de rezistență însă, unde intervine fenomenul de comprimare a versantului, semnalat mai înainte, viteza de deplasare se reduce și se modifică și în plan vertical. Are valori mai mari la suprafață și devine apoi din ce în ce mai mică în adîncime, pînă la suprafața de alunecare (fig. 3.16).

Viteza de deplasare este diferită și în secțiunea transversală a alunecării (perpendiculară pe lungime). Astfel, la o alunecare de teren la care s-a estimat o viteză medie de 30 cm/an, deci o alunecare foarte lentă, Fukuoka și Taniguchi au arătat că viteza de deplasare în centru era de 1 m/an.

Un ultim aspect la care ne referim în acest paragraf îl reprezintă variația diurnă a vitezei de alunecare, observată de V. Radu, cu ocazia cercetării unor alunecări de teren din zona minieră Horăști—Oltenia, care au afectat

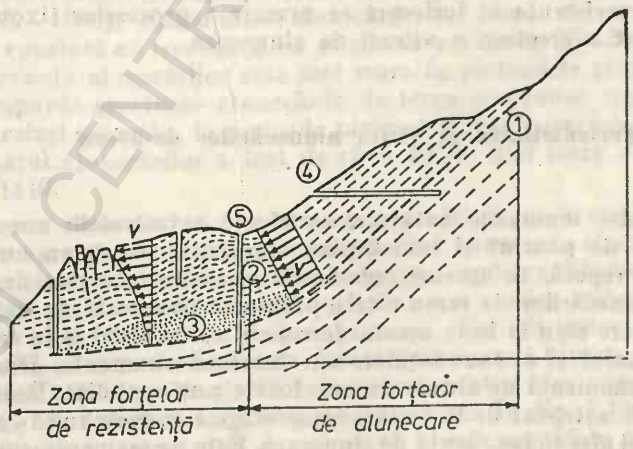


Fig. 3.16. Secțiune prin alunecarea Vajont-Toc, Italia (după L. Müller).

1 — suprafața de alunecare ; *2* — zona de comprimare ; *3* — zona de cedare progresivă ; *4* — galerie ; *5* — foraj ; *V* — viteza de alunecare.

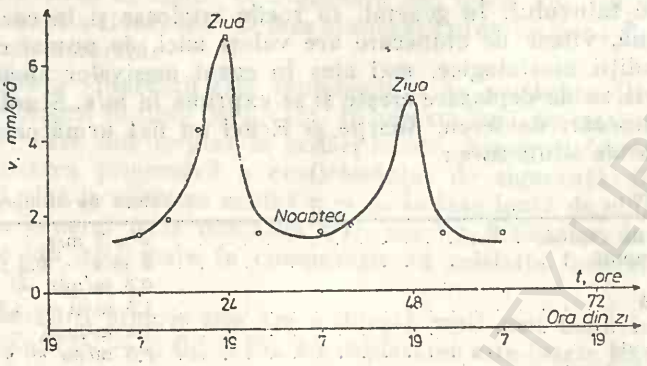


Fig. 3.17. Variația diurnă a vitezei de alunecare (prelucrare după V. Radu).

versantul stîng al Pîrîului Brabeți. Aici alunecările s-au format în depozite deluviale argiloase și în argile levantine. Cercetînd viteza de alunecare s-a observat că ea are valori mai mari în timpul zilei, iar în timpul nopții se reduce (fig. 3.17) : în timpul zilei s-au măsurat viteze $v \approx 5—6$ mm/oră, iar noaptea viteza a scăzut la o valoare $v < 2$ mm/oră. S-a observat de asemenea că viteza începe să crească dimineața, la 2—3 ore după începerea activității în șantier, iar scăderea vitezei de deplasare se realiza seara, tot în 2—3 ore după încetarea lucrului. Trebuie menționat că la această alunecare, în perioada în care au fost observate aceste variații ale vitezei de deplasare, se efectuau lucrări de stabilizare (consolidare) a versantului. În șantier, aflîndu-se diferite utilaje pentru transportul de materiale etc., acestea produceau vibrații care accelerau viteza de deplasare. Acest fenomen își are explicația în tixotropia argilelor. Prin acțiunea vibrațiilor asupra argilelor, ca un răspuns, rocile și-au redus rezistența la forfecare ca urmare a proceselor tixotrope, ceea ce a determinat o creștere a vitezei de alunecare.

3.4.3. Periodicitatea și vîrsta alunecărilor de teren

Ca și alte fenomene naturale, cu efecte catastrofale uneori, cum sînt cutremurele de pămînt și inundațiile, alunecările de teren au un caracter periodic, se repetă, în aceeași regiune, la anumite intervale de timp. Periodicitatea alunecărilor de teren este o problemă observată de unii cercetători, dar, legile care stau la baza acestui fenomen, ca de altfel și în cazul cutremurelor de pămînt și al inundațiilor, nu sînt încă cunoscute. Din acest punct de vedere fenomenul de alunecare este foarte puțin studiat. Rezultate importante sînt de așteptat de la cercetarea geologică și geotehnică a alunecărilor de teren, mai ales în faza lentă de alunecare. Este de asemenea necesar de aprofundat cunoașterea tuturor cauzelor fenomenului de alunecare, modul lor de acționare, intercondiționarea reciprocă. Din activitatea practică rezută că durata dintre două alunecări succesive într-o regiune dată, depinde de amploarea fenomenului de alunecare, de adîncimea la care se formează supra-

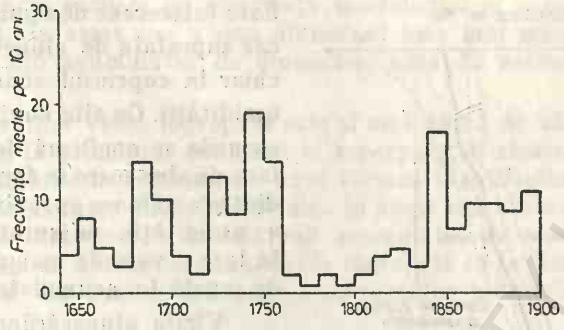


Fig. 3.18. Periodicitatea alunecărilor de teren și a prăbușirilor în rocile stîncoase din fiordurile norvegiene (după Bjerrum și Jorstad).

fața de alunecare în masiv. Cu alte cuvinte alunecările mici se repetă la intervale mai scurte, chiar anual, iar alunecările de mari proporții au perioada de repetare, de regulă, de cîteva zeci de ani. Evident că unele cutremure catastrofale, precum și inundațiile mari, pot produce și ele alunecări de teren de mari proporții, a căror perioadă de repetare nu trebuie asociată cu cea a fenomenelor naturale de alunecare produse independent de cutremure și inundații. Cercetarea caracterului periodic al alunecărilor de teren va aduce, cu siguranță, elemente noi în direcția prognozei alunecărilor. Iată o direcție de cercetare cu rezultate practice foarte utile pentru prevenirea daunelor cauzate de alunecări.

În literatura de specialitate sînt puține exemple despre periodicitatea alunecărilor de teren. Unul dintre ele se referă la alunecările și prăbușirile produse în rocile stîncoase din fiordurile Norvegiei, într-o perioadă de circa 250 ani (1640—1900). Examinînd alunecările de teren din acest interval (fig. 3.18) se constată că frecvența lor este la intervale de 25—50 ani și chiar 100 ani. Frecvența alunecărilor este mai mare în perioadele ploioase și reci, iar în anotimpurile secetoase alunecările de teren se produc mai rar. Referindu-ne la același exemplu, în perioada ploioasă și rece cuprinsă între 1720—1760, numărul alunecărilor a fost de circa 10 ori mai mare decît în perioada 1760—1810.

În formarea alunecărilor de teren un mare rol îl joacă creșterea umidității în teren, variația ei anuală și sezonieră. Sînt cunoscute efectele negative ale acțiunii apei asupra rocilor, îndeosebi asupra argilelor. Studiul umidității și al influenței apei asupra rezistenței la forfecare a rocilor trebuie să stea în prim plan în cercetarea alunecărilor de teren. Periodicitatea alunecărilor de teren credem că este determinată și de acțiunea apei asupra rocilor, pe o anumită perioadă de timp rezultată ca necesară pentru efectuarea proceselor fizico-mecanice de reducere a rezistenței masivului. În fig. 3.19 este redată variația umidității în teren, atît deasupra cît și sub suprafața de alunecare, în roci argiloase (Oligocen), la o alunecare de mari proporții care a fost cercetată cu circa 200 foraje. Determinările au arătat o variație foarte mare a umidității care, în cuprinsul masei alunecătoare a avut valori foarte mari $W = 40—60\%$, iar în roca în loc umiditatea s-a redus pînă la $W \approx 20\%$.

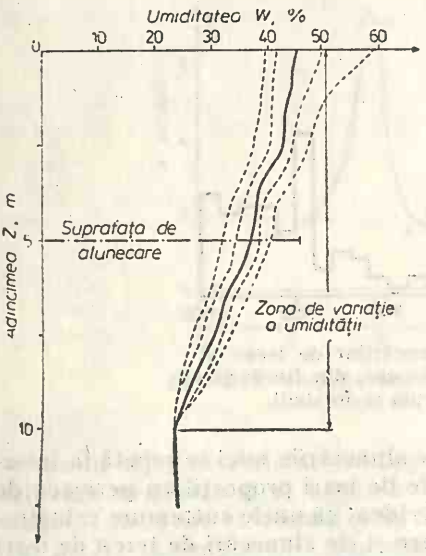


Fig. 3.19. Poziția suprafeței de alunecare în zona de variație a umidității (prelucrare după Petrova-Iasiunas).

Este interesant de semnalat că în acest caz suprafața de alunecare s-a format chiar în cuprinsul zonei de variație a umidității. Cu alte cuvinte, nu în toate cazurile se confirmă faptul că suprafața de alunecare se formează la limita dintre o valoare aproximativ constantă a umidității, măsurată pentru roca în loc, și valorile mai mari, constatate de regulă în acumulatul de alunecare.

Vîrsta alunecărilor de teren este o problemă de interes în analiza stabilității versanților și taluzelor. Dacă ținem seama de periodicitatea alunecărilor, prezentată mai înainte, vîrsta se corelează mai ușor cu evoluția dinamică a acestor fenomene. Studiind vîrsta procesului de alunecare, cu mai mult de trei decenii în urmă, I. V. Popov a grupat alunecările de teren în *alunecări actuale* și *alunecări vechi*, acestea din urmă putînd fi neacoperite sau îngropate. Din punctul de vedere al modului de recunoaștere, alunecările actuale oferă cele mai sigure criterii de teren care permit o cartare în condiții bune. Este vorba evident de alunecări care se află în faza de alunecare propriu-zisă. Se recunosc ușor fruntea alunecării, marcată prin fața de desprindere care apare la zi, marginile alunecării, reprezentate prin tăieturi verticale ușor de observat, precum și partea terminală a alunecării, adică baza, aceasta alcătuind de regulă un relief ceva mai ridicat decît cel din zonele vecine.

Cu privire la alunecările vechi, odată cu scurgerea timpului criteriile de teren se șterg treptat, pînă la dispariție. Supus agenților externi, relieful se modifică continuu, cercetătorul fiind uneori greu încercat cu recunoașterea unor alunecări mai vechi. Este vorba deocamdată de alunecările vechi neacoperite, pentru că cele îngropate nu pot fi cartate pe baza criteriilor de la suprafața terenului.

Vîrsta alunecărilor vechi neacoperite se poate aprecia pe mai multe căi. Dacă alunecarea este relativ recentă se pot obține informații de la localnici, de la oameni care au trăit fenomenul respectiv sau care cunosc acest lucru de la generațiile anterioare. Cu cît alunecarea este mai veche cu atît estimarea vîrstei este uneori mai dificilă. În cazul în care în cuprinsul alunecării sînt mai multe generații de copaci, unii mai tineri și alții mai vechi înclinați de la verticală, alunecarea este mai veche decît copacii tineri, dar mai nouă decît copacii bătrîni pe care i-a deviat de la verticală. Să presupunem o alunecare de teren veche, neacoperită, care a degradat în întregime structura rocilor. Cu timpul pe acumulatul de alunecare se formează un nou sol, alunecarea fiind, evident, mai veche decît vîrsta solului, care se poate determina. Putem avea, de asemenea, o alunecare de teren la care acumulatul de alune-

care s-a aşezat, prin curgere pe suprafaţa morfologică a versantului, peste un sol mai vechi. În acest caz vîrsta alunecării este mai mică decît vîrsta solului îngropat sub acumulatul de alunecare, care de asemenea se poate determina.

Vîrsta alunecărilor vechi îngropate este şi mai dificil de obţinut. Se apelează în acest caz la principiul cunoscut al superpoziţiei stratelor. Să presupunem că prin lucrările de explorare a unui versant identificăm un acumulat de alunecare, cuprins între două formaţiuni. În acest caz alunecarea este mai nouă decît vîrsta stratelor ce se află sub acumulatul de alunecare şi mai veche decît stratele de deasupra. Alunecările îngropate se întîlnesc, de regulă, în săpăturile ce se fac pentru fundare construcţiilor hidrotehnice pe rîuri.

În 1974, cu ocazia săpăturilor ce s-au executat pentru fundarea barajului Petrimanu de pe rîul Latoriţa — bazinul Lotrului, s-a constatat, în versantul drept, o alunecare de teren situată aproximativ la nivelul coronamentului barajului. Alunecarea de aici a acoperit un nivel de terasă superioară al Latoriţei, pietrişul de terasă aflîndu-se îngropat sub acumulatul de alunecare. Identificarea acestei alunecări în amplasamentul barajului, în timpul execuţiei, a necesitat o modificare a proiectului, o adaptare a lui la condiţiile geologice mai slabe din versantul drept.

3.5. Principalele tipuri de alunecări de teren şi alte fenomene fizico-geologice

3.5.1. Principalele tipuri de alunecări de teren

Cunoaşterea tipurilor caracteristice de alunecări de teren, din punct de vedere geologic, are un scop dublu, pe de o parte uşurează activitatea de cartare, iar pe de altă parte permite prevederea evoluţiei viitoare a alunecărilor de teren într-o regiune dată. Din punct de vedere inginerese cunoaşterea tipurilor de alunecări de teren este foarte utilă activităţii practice de proiectare şi execuţie a măsurilor constructive de stabilizare (consolidare) a versanţilor şi taluzelor. În cele ce urmează ne vom referi la o parte dintre tipurile caracteristice de alunecări de teren, care au o răspîndire mai mare în natură.

Alunecările consecvente se formează pe versanţi sau taluze, la care căderea stratelor este în aceeaşi parte cu panta morfologică. Prin cedarea versantului sau taluzului suprafaţa de alunecare corespunde în cea mai mare parte cu o suprafaţă de stratificaţie (fig. 3.20*a2*). La rocile metamorfice locul stratificaţiei îl ocupă şistozitatea, alunecările ce se formează fiind de acelaşi tip. Tot de acest gen sînt şi alunecările care au loc pe fisuri, pe un plan de falie, sau alte accidente tectonice, avînd căderea în aceeaşi parte cu panta versantului sau taluzului. Alunecările consecvente, ca tip de alunecări favorizate de factorul geologic, au cea mai largă răspîndire în natură. Alunecarea deluviului pe roca de bază aparţine tot de grupa alunecărilor consecvente, deoa-

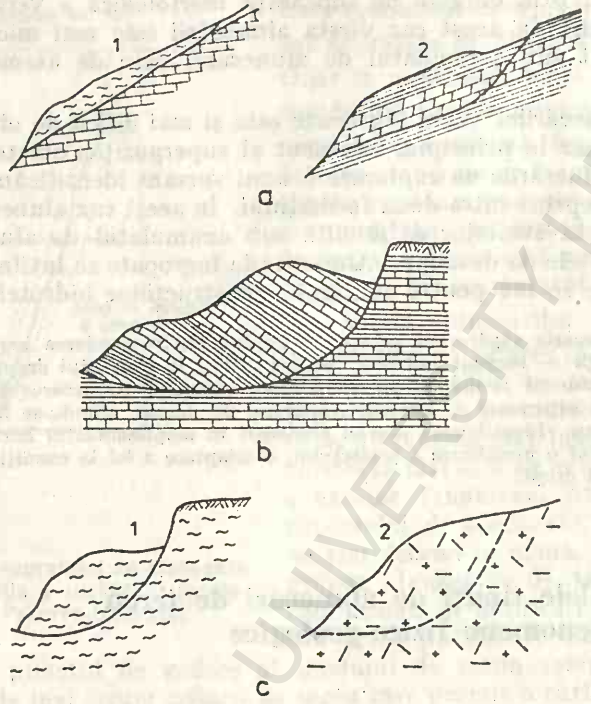


Fig. 3.20. Tipuri de alunecări (după Lomtadze):
a — consecvente (*1* — deluviu pe roca de bază ; *2* — alunecări în roci stratificate, înclinate de aceeași parte cu versantul) ; *b* — insecvente ; *c* — asecvente (*1* — alunecări în roci argiloase omogene ; *2* — alunecări în roci stîncoase fisurate).

rece suprafața de alunecare se formează, de regulă, pe contactul dintre deluviu și roca de bază, care, evident, are căderea de aceeași parte cu panta versantului (fig. 3.20*a*1).

Alunecările insecvente se formează pe versanți sau taluze care au căderea stratelor spre interiorul masivului, sau sînt stratificate orizontal (fig. 3.20*b*). Suprafața de alunecare interceptează deci stratele sub diferite unghiuri. În această situație factorul geologic opune o rezistență mai mare procesului de alunecare decît în cazul alunecărilor consecvente, deoarece suprafața de alunecare este obligată să taie stratele, pe această direcție rezistența rocilor la forfecare fiind incomparabil mai mare decît cea de-a lungul unei fețe de strat. Din această cauză, alunecările insecvente au în natură o răspîndire mai mică.

Alunecările asecvente au loc în masive omogene, lipsite de stratificație, atît în roci moi cît și stîncoase (fig. 3.20*c*). Este cazul frecvent al alunecărilor care au loc în loess, în roci argiloase, în deluvii, fără a se înscrie pe contactul cu roca de bază, sau chiar în roci stîncoase stratificate în bancuri groase traversate de fisuri neregulate. Acest tip de alunecări este și mai puțin răspîndit în natură, decît primele două menționate mai înainte.

Denumirile de alunecări consecvente, insecvente și asecvente au fost date de Savarenski în 1934, după raportul în care suprafața de alunecare se află față de stratificația versantului sau taluzului.

Alunecările delapsive reprezintă cedări ale bazei versanților sau taluzelor provocate, de regulă, de eroziunea rîurilor sau de activitatea inginerească a omului. Dacă le punem în legătură cu cauzele care le produc, alunecările delapsive au cea mai largă răspîndire în natură. Ele însoțesc rîurile, mările și oceanele cu țărmul înalt și nu lipsesc nici din taluzele săpăturilor ce se fac pentru fundarea construcțiilor. De regulă, suprafața de alunecare iese în baza taluzului sau versantului, adică acolo unde o parte din forțele de rezistență au fost îndepărtate prin eroziunea naturală sau prin intervenția omului. Modul de producere a acestui tip de alunecări are un specific. Masa alunecătoare este supusă longitudinal unor forțe de întindere determinate de îndepărtarea parțială a pintenului de rezistență naturală de la baza versantului sau taluzului. Forțele de întindere urmează un sens contrar celui în care se deplasează masa alunecătoare, ceea ce face ca procesul de alunecare să se extindă progresiv spre cotele tot mai înalte ale versantului. Cu alte cuvinte, în timp ce masa alunecătoare curge spre baza versantului, procesul de alunecare avansează pe versant în sens contrar, fapt care i-a determinat pe inginerii suedezi să folosească și denumirea de alunecare *regresivă*.

Alunecările detrusive reprezintă cedări ale versanților sau taluzelor în partea lor superioară sau mijlocie. Spre deosebire de alunecările delapsive, la alunecările detrusive masa alunecătoare este supusă unor forțe de compresiune, iar procesul de alunecare avansează treptat spre baza versantului în același sens cu deplasarea masei alunecătoare. Acesta este motivul pentru care inginerii suedezi au denumit aceste alunecări drept *alunecări progresive*, deoarece ele progresează treptat spre baza versantului.

Alunecările delapsive și detrusive au fost definite de Pavlov în 1903.

Alunecările tip curgere de teren se individualizează ca un gen aparte și au, de regulă, un caracter detrusiv (fig. 3.21). Caracteristica principală a acestui gen de alunecare îl reprezintă faptul că masa alunecătoare se deplasează pe o distanță mai mare de-a lungul suprafeței de alunecare, iar acumulatul de alunecare, cuprins între piciorul și baza alunecării, este împins direct pe suprafața morfologică a versantului (fig. 3.21). Alunecările tip curgere de teren se formează de obicei în lungul pîraielor. Ele pot fi uscate, iar în cazul în care acumulatul de alunecare este înmuiat excesiv sîntem în prezența unei „curgeri de noroi".

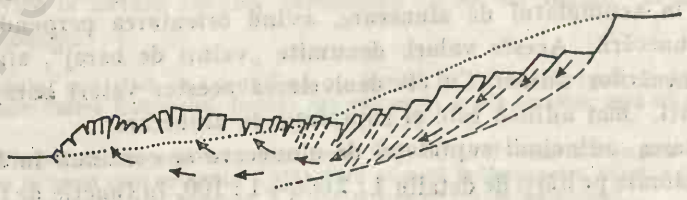


Fig. 3.21. Alunecare tip curgere de teren (după Sharpe).

Alunecările tip curgere de teren sînt fenomene spectaculoase prin dimensiunile lor, precum și prin forma morfologică rezultată la baza alunecării. Astfel, pe Valea Bobului, afluent al Văii Buzăului în aval de satul Bădila, s-a format o alunecare tip curgere de teren pe circa 1 km lungime. Baza acestei alunecări reprezintă o revărsare a acumulatului de alunecare peste terasa inferioară a Buzăului și are forma unui mare con de dejecție, cu o lățime la bază de cîteva sute de metri. Această alunecare s-a format în argile pliocene. Un alt exemplu de alunecare tip curgere de teren se află pe versantul drept al Buzăului, cu cîteva sute de metri în amonte de confluența cu Pîrîul Siriului, într-o alternanță de marne și gresii eocene. Acest exemplu este bun și dintr-un alt punct de vedere. Forma în plan a alunecărilor tip curgere de teren este caracteristică, se aseamănă puțin cu cea a unui torent. Are o zonă de rupere în partea superioară a versantului, un culoar îngust prin care curge materialul și o zonă de revărsare a acumulatorului de alunecare, avînd o formă evazată. Mai menționăm încă un aspect legat de această alunecare. Este vorba de reactivarea destul de frecventă a acumulatului de alunecare, provocată de săpăturile ce s-au efectuat pentru șoseaua Buzău—Brașov, amplasată chiar pe baza alunecării.

Alunecările de suprafață și *alunecările adînci*, în funcție de poziția suprafeței de alunecare, au fost separate pentru prima dată în 1846 de inginerul francez Alexandre Collin. În prezent, avînd în vedere necesitatea cunoașterii adîncimii suprafeței de alunecare pentru proiectarea măsurilor constructive de stabilizare, este acceptată următoarea clasificare:

Alunecări	Adîncimea suprafeței de alunecare
de suprafață	< 1 m
de mică adîncime	1—5 m
adînci	5—20 m
foart adînci	> 20 m

Estimarea adîncimii la care se află suprafața de alunecare începe în faza de cartare a alunecărilor de teren și se perfectează cu ocazia cercetării prin lucrări de explorare (foraje, puțuri, galerii). Dacă executăm o cartare 1 : 25 000, activitate care s-a început sistematic în țara noastră sub egida fostului Comitet geologic, cu circa 25 ani în urmă, din inițiativa profesorului Ștefan Ghika-Budești, estimarea adîncimii la care se află suprafața de alunecare se face mai ușor, deoarece avem posibilitatea de comparare a unui număr mare de alunecări. Pentru a ne orienta asupra adîncimii la care se află suprafața de alunecare de un mare ajutor este mărimea denivelării feței de desprindere, care se observă direct la suprafața terenului. La denivelări mici ale feței de desprindere, de ordinul a cîțiva centimetri sau zeci de cm, corespund alunecări de suprafață sau de mică adîncime. Dacă această denivelare atinge cîțiva metri, sau valori și mai mari, sîntem în prezența unor alunecări adînci sau foarte adînci. Un alt criteriu de teren folosit în cartare pentru estimarea adîncimii suprafeței de alunecare îl reprezintă denivelarea valurilor ce se formează în acumulatul de alunecare, avînd orientarea perpendiculară pe direcția alunecării. Aceste valuri, denumite „valuri de baraj", sînt caracteristice alunecărilor adînci. Cu cît denivelarea acestor valuri baraj este mai mare, cu atît mai adîncă este și suprafața de alunecare.

Cercetarea adîncimii suprafeței de alunecare se continuă în faza lucrărilor de explorare pe hărți de detaliu 1 : 2000—1 : 100, în funcție de importanța problemei studiate.

3.5.2. Alte fenomene fizico-geologice

Suprafaţa scoarţei este afectată şi de alte genuri de deplasări care au la bază tot procese fizico-mecanice. Între acestea mai importante sînt prăbuşirile, încovoierea capetelor de strat şi, „anticlinalul de vale". Să caracterizăm pe scurt şi aceste fenomene fizico-geologice.

Prăbuşirile reprezintă acele fenomene fizico-geologice care se formează pe versanţi sau pe taluze cu pante mari, mai mari de 40—50°. Cauzele prăbuşirilor sînt aceleaşi ca şi la alunecările de teren, dar între ele un rol mai important s-a dovedit că îl joacă cutremurele de pămînt şi vibraţiile din explozii, îngheţul şi presiunea hidrostatică a apei din fisuri, furtunile, ploile torenţiale şi eroziunea bazei versantului. Alcătuirea geologică a versantului sau taluzului capătă o semnificaţie mai mare în favorizarea prăbuşirilor, avînd în vedere că aceste fenomene se formează pe pante foarte mari. Evident că atunci cînd elementele de discontinuitate ale masivului, reprezentate prin stratificaţie, şistozitate, fisuri, falii etc., au căderea de aceeaşi parte cu panta versantului sau taluzului, acţiunea cauzelor de formare a prăbuşirilor este foarte mult favorizată şi accelerată.

Spre deosebire de alunecări, unde suprafaţa de alunecare se formează în urma unor eforturi predominante de compresiune, la prăbuşiri avem o suprafaţă de rupere rezultată în urma acţiunii unor eforturi predominante de tensiune. Avînd în vedere că rezistenţa la tensiune a rocilor este incomparabil mai mică decît rezistenţa la compresiune, ne putem da seama de rolul important pe care îl reprezintă mărimea pantei versanţilor sau taluzelor, prin care se face transferul de la starea de eforturi de compresiune la starea de eforturi de tensiune, ca urmare a acţiunii cauzelor menţionate mai înainte. Modificîndu-se starea de eforturi din masiv, aceasta duce la apariţia prăbuşirii. Panta suprafeţei de rupere a masivului sau versantului este de asemenea foarte mare, putînd ajunge pînă la poziţia verticală.

Un alt aspect care diferenţiază prăbuşirile de alunecările de teren îl reprezintă modul de deplasare pe pantă a maselor de roci desprinse din versant sau taluz. La alunecări am văzut că deplasarea are loc pe suprafaţa de alunecare. La prăbuşiri însă, masa de roci desprinsă din versant sau taluz se răstoarnă, iar apoi se rostogoleşte pe suprafaţa de rupere şi în continuare pe suprafaţa morfologică ducînd la o fragmentare a rocilor, uneori foarte avansată, formîndu-se un grohotiş. Prăbuşirile se produc cu o viteză foarte mare în comparaţie cu alunecările.

Cu privire la natura rocilor, prăbuşirile au loc de regulă, în roci predominant stîncoase.

În România, este ştiut că Lacul Roşu s-a format în urma prăbuşirii, în 1938, a unui versant denumit Piatra Ucigaşului, format din calcare şi gresii jurasice, care au barat Valea Roşie.

Prăbuşirile pot duce la adevărate catastrofe. Una dintre ele este „Catastrofa din Pamir" care s-a produs în urma unui cutremur (1911). Prin această prăbuşire s-a barat Valea Murgab formîndu-se un lac de 75 km lungime, 1,5 km lăţime şi 262 m adîncime.

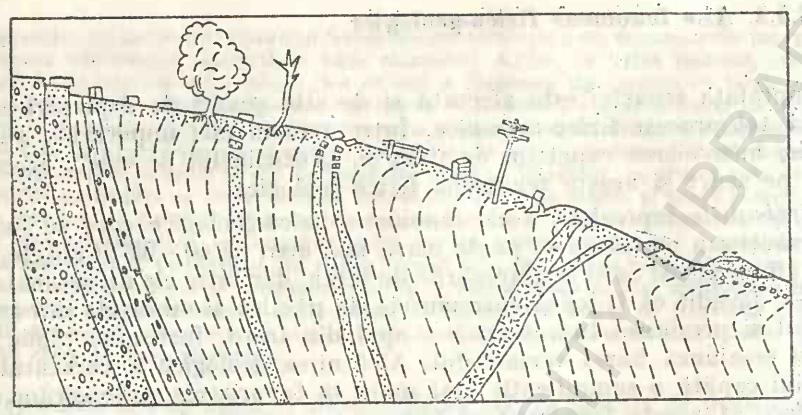


Fig. 3.22. Încovoierea capetelor de strat (după Sharpe).

Încovoierea capetelor de strat, ca fenomen fizico-geologic, a fost definit și caracterizat de Sharpe (fig. 3.22). El se formează pe pante de diferite grade, creșterea pantei fiindu-i mai favorabilă. Are loc, de asemenea, atît în roci moi cît și stîncoase. Prin apel gravitațional, capetele stratelor sînt determinate să se încovoaie în aceeași parte cu panta versantului. Acest fenomen necesită o durată mare de timp, motiv pentru care el este prezent, de regulă, numai pe versanți. Dacă versanții sînt alcătuiți din roci stîncoase, încovoierea capetelor de strat duce la ruperea stratelor, blocurile și fragmentele rezultate trecînd treptat în deluviu. Prezența deluviilor pe pantele versanților favorizează și accelerează încovoierea capetelor de strat. Este știut că deluviul este supus unei deplasări foarte lente în timp. În această deplasare, prin frecarea dintre deluviu și roca de bază, are loc accentuarea curgerii plastice care reprezintă fenomenul fizico-mecanic predominant de formare a încovoierii capetelor de strat.

La rocile moi, încovoierea capetelor de strat se face gradat, pe o rază de curbură mai mare decît în cazul rocilor stîncoase. Acest fenomen este prezent, de regulă, pe văile rîurilor de munte. De exemplu pe Pîrîul Nehoiu, la intrarea în satul Nehoiu-Buzău, încovoierea capetelor de strat s-a format într-o alternanță de gresii și marne eocene, fin stratificate, căderea stratelor fiind aproape de poziția verticală. Prin eroziunea bazei versanților starea de eforturi din masiv se modifică, apelul gravitațional se accentuează, ceea ce duce la o activizare a încovoierii capetelor de strat.

Cunoașterea încovoierii capetelor de strat este foarte utilă activității geologice inginerești. Prin fenomenul de încovoiere versantul își pierde o parte din rezistență, ceea ce poate duce, în timp, la formarea unor alunecări de teren. Cunoașterea acestui fenomen este, de asemenea, utilă pentru fundarea construcțiilor hidrotehnice, pentru asigurarea unei capacități portante corespunzătoare și a unor tasări admisibile. Ca măsură practică, adîncimea de

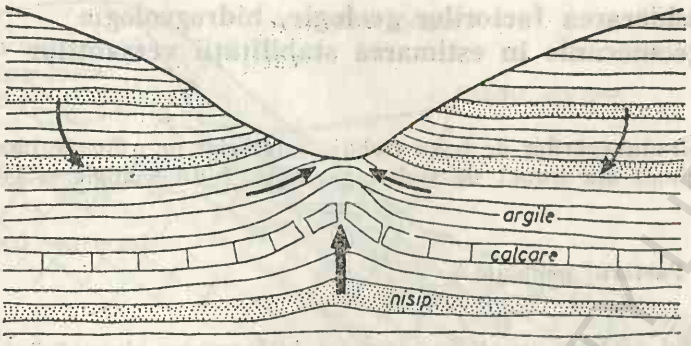


Fig. 3.23. „Anticlinalul de vale".

fundare se va alege la o cotă mai mare decît adîncimea pe care se constată fenomenul de încovoiere a capetelor de strat.

Anticlinalul de vale, ca fenomen fizico-geologic, are o durată de formare mult mai mare decît încovoierea capetelor de strat. El reprezintă un anticlinal fals, legat de procesul de formare a văilor, care este urmat de fenomenul curgerii plastice. Prin formarea unei văi se produce o descărcare de sarcină geologică considerabilă, în funcție de adîncimea realizată. De exemplu, în literatura de specialitate se arată că prin adîncirea unei văi cu circa 100 m, în roci argiloase, se produce o descărcare de sarcină geologică de 15—19 daN/cm^2. Ca urmare, are loc o decomprimare a stratelor, la care se asociază cu un efect mai mic, și fenomenul de umflare a argilelor, care au drept rezultat formarea unei false bolți anticlinale (fig. 3.23). Efortul de decomprimare este urmat de deformația verticală, orientată de jos în sus, care are caracterul unei curgeri plastice. Efortul de decomprimare poate produce și fracturarea unor roci stîncoase, aflate în zona de decomprimare. Sarcina geologică din cei doi versanți contribuie și ea la realizarea acestei „structuri anticlinale". Săgețile de sub firul văii indică direcția deformațiilor suplimentare produse de sarcina geologică din versanți, iar săgeata verticală arată deformația principală prin decomprimare (fig. 3.23).

Cunoașterea „anticlinalului de vale" este importantă din punct de vedere geologic inginerese pentru fundarea construcțiilor hidrotehnice. Astfel, se recomandă ca adîncimea de fundare să fie mai mare decît zona de degradare avansată a stratelor prin acest fenomen fizico-geologic. Trebuie avut în vedere și faptul că deformarea stratelor prin acest fenomen poate atinge, în unele cazuri, cîteva zeci de metri adîncime.

Cunoștințele noastre despre „anticlinalul de vale" le datorăm în primul rînd lui Ion Popescu Voitești, care a observat pe teren această falsă structură anticlinală, a caracterizat-o, dîndu-i în același timp și denumirea, adoptată și peste hotare în tratatele de geologie inginerească. Menționăm de asemenea, lucrările lui Mircea Ilie și Vasile Dragoș, care cuprind exemple de „anticlinale de vale" observate de ei pe mai multe rîuri din țara noastră. Profesorul Zaruba Q. evidențiind meritul geologilor români în această problemă arată însemnătatea cunoașterii „anticlinalelor de vale" pentru fundarea construcțiilor hidrotehnice.

3.6. Considerarea factorilor geologic, hidrogeologic şi geomecanic în estimarea stabilităţii versanţilor

Studiul alunecărilor de teren trebuie întemeiat pe o foarte bună cunoaştere a regiunii din punct de vedere geologic, hidrogeologic şi geomecanic.

3.6.1. Factorul geologic

Factorul geologic joacă un mare rol în formarea alunecărilor de teren, deşi nu reprezintă o cauză directă a acestor fenomene. Alunecările apar în corelaţie cu structura geologică a regiunii. În activitatea de cartare trebuie să se urmărească cunoaşterea aprofundată a structurii geologice, modul de cădere a stratelor faţă de panta versantului, gradul de răspîndire a formaţiunii acoperitoare, îndeosebi a deluviilor. Dacă roca de bază apare la zi stabilitatea unui versant poate fi mai de încredere faţă de situaţia cînd acesta este acoperit cu un depozit deluvial. Deluviile, îndeosebi cele argiloase formate pe un versant alcătuit din roci stîncoase, ridică cele mai multe probleme pentru stabilitatea versantului. Suprafaţa de contact dintre deluviu şi roca de bază reprezintă, de regulă, o suprafaţă potenţială de alunecare. Intrînd în roca de bază, dacă stratele sînt concordante cu panta versantului, aceasta reprezintă o situaţie cu totul defavorabilă stabilităţii. Un rol la fel de dăunător stabilităţii îl au sistemele principale de fisurare a rocilor, precum şi faliile, atunci cînd acestea au căderea de aceeaşi parte cu panta versantului.

Studiul mineralogic şi petrografic al rocilor, atît al argilelor cît şi al rocilor stîncoase, este foarte necesar în cercetarea alunecărilor de teren, în cunoaşterea unor cauze şi în stabilirea evoluţiei procesului de alunecare. Studiul mineralogic al argilelor se poate aprecia că a intrat în problematica cercetării curente a alunecărilor de teren. Cu un pas mai în urmă se află studiul petrografic al rocilor stîncoase, legat direct de formarea alunecărilor. La rocile stîncoase, trebuie cunoscute zonele de alterare care reprezintă punctele nevralgice în care se mobilizează forţele de alunecare.

Am arătat mai înainte că probabilitatea de formare a unei alunecări de teren este mult mai mare în formaţiunea acoperitoare. În fig. 3.24 este ilustrat taluzul unei cariere săpat într-un versant format din roci stîncoase, alterate la suprafaţă, pătura de alterare fiind acoperită de un depozit deluvial. În aceste condiţii geologice, deşi fisuraţia rocii de bază este conformă cu panta taluzului, probabilitatea de formare a alunecărilor este mai mare în formaţiunea deluvială şi în roca alterată, fapt sugerat pe desen prin săgeţi.

Schemele şi metodele de estimare a stabilităţii versanţilor şi taluzelor trebuie să fie alese în funcţie de condiţiile geologice. Este vorba de exprimarea cît mai adecvată a factorului geologic în termeni ingineresti. Evident că introducerea în formulele de calcul a condiţiilor geologice, care sînt foarte

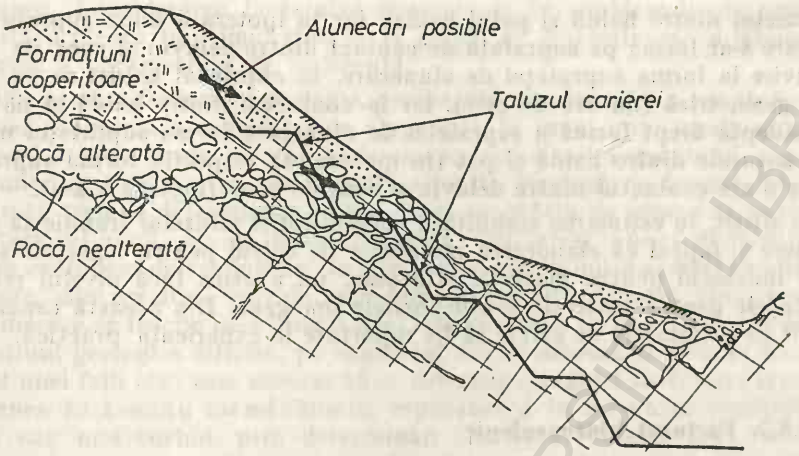


Fig. 3.24. Alunecare de teren în formațiunea acoperitoare (după Patton și Deere).

variabile, reprezintă un lucru dificil de realizat, deoarece sîntem uneori, din punct de vedere matematic, în fața unei nedeterminări. Din această cauză este necesar să operăm cu scheme mai simple ale condițiilor geologice, dar care să reflecte totuși ceea ce este esențial în factorul geologic al regiunii. Este știut, de exemplu, că sînt metode de calcul care presupun masivul ca fiind omogen, lipsit de stratificație (metoda suedeză, metoda Bishop ș.a.). Aceste metode pot fi deci folosite cu rezultate pe care putem să le considerăm de încredere în cazul haldelor de steril, al iazurilor de decantare, pentru stabilirea taluzelor în loess care este o rocă omogenă, lipsită de stratificație, și în alte cazuri. Sînt de asemenea metode de calcul pentru masive stratificate, care permit luarea în considerație a sensului de cădere a stratelor. Într-un mod se estimează stabilitatea unui versant atunci cînd stratele sînt concordante cu panta acestuia și în alt mod cînd stratele au căderea spre interiorul masivului. În același mod trebuie analizați versanții dacă stratele sînt fisurate, faliate etc.

Este necesar să se determine, de asemenea, unghiul dintre direcția stratelor și direcția versantului sau a taluzului, stabilitatea masivului în funcție de mărimea acestui unghi, deoarece, este știut, stabilitatea unui masiv este maximă cînd taluzul este perpendicular pe direcția stratelor și se reduce treptat, pînă la o valoare minimă, atunci cînd direcția taluzului este paralelă cu direcția stratelor.

Metodele de estimare a stabilității versanților și taluzelor dau rezultate diferite, în funcție de gradul lor de adaptare la condițiile geologice. Să presupunem că ne ocupăm de stabilitatea unei halde, amplasată pe un versant acoperit de un aluviu, al cărui pat îl formează o rocă stîncoasă. Pentru calcul vom alege una din metodele adecvate pentru masivele omogene. În acest caz, rezultatul calculului ține de ipoteza pe care o facem asupra formei suprafeței de alunecare și a poziției ei. Adaptarea la condițiile geologice în această situație înseamnă considerarea, în două ipoteze, a poziției suprafeței de alunecare. Într-o primă ipoteză putem considera că suprafața de alunecare se formează

la contactul dintre haldă și patul haldei, iar în ipoteza a doua suprafața de alunecare s-ar forma pe suprafața de contact dintre deluviu și roca de bază. Cu privire la forma suprafeței de alunecare, în cuprinsul haldei se va lua o formă geometrică (un arc de cerc), iar la contactul dintre haldă și patul ei se va adopta drept formă a suprafeței de alunecare forma suprafeței morfologice naturale dintre haldă și pat (în ipoteza 1), respectiv forma suprafeței pe care o are contactul dintre deluviu și roca de bază (ipoteza a 2-a).

În sfîrșit, în estimarea stabilității versanților și taluzelor trebuie să avem în vedere și faptul că elaborarea metodelor de calcul pentru masivele stratificate, îndeosebi pentru masivele stîncoase, nu a atins încă nivelul realizat la metodele pentru masivele sau depozitele omogene. Din această cauză este potrivit ca rezultatele de calcul să fie raportate la experiența practică.

3.6.2. Factorul hidrogeologic

Factorul hidrogeologic joacă și el un rol foarte important în formarea alunecărilor de teren.

Pentru a pune în evidență influența factorului hidrogeologic asupra stabilității se recomandă să se aplice mai întîi metodele de calcul pentru masivul „uscat", adică cu umiditatea din condițiile naturale, după care să se ia în considerare și presiunea neutră a apei subterane, care poate duce, în unele cazuri, la pierderea echilibrului versantului sau taluzului. Un caz particular îl constituie iazurile de decantare din industria minieră, cele mai sensibile construcții hidrotehnice din pămînt, la care apa subterană ocupă aproape în întregime corpul iazului de decantare. Pe taluze, apa se consideră în medie la cîțiva metri adîncime. Este vorba de taluzul mediu care trebuie luat în calcul. În realitate taluzul este format dintr-o succesiune de trepte și berme, în care condițiile hidrogeologice sînt mult mai defavorabile stabilității. Pe taluze apa subterană se află, în multe cazuri, la 5—10 m adîncime. La contactul dintre trepte și berme, însă, apa subterană apare la zi sub formă de izvoare, care produc în unele cazuri procese de sufoziune, traduse prin creșterea gradului de afînare a depozitelor din iaz ; în alte cazuri, în zona acestor izvoare se formează goluri sufozionare, care avansează regresiv în taluz pe direcția liniilor de curent. Mărimea și frecvența golurilor sufozionare pot reprezenta o problemă foarte grea pentru stabilitatea iazurilor de decantare. În stadiul actual al cunoștințelor, aceste fenomene nu sînt încă exprimate cantitativ în metodele de calcul. Iată de ce și aici, ca și în cazul rocilor stîncoase, rezultatele calculului trebuie raportate la datele experimentale și la experiența practică.

3.6.3. Factorul geomecanic

În problemele de stabilitate a versanților și taluzelor factorul geomecanic trebuie considerat în strînsă legătură cu factorul geologic. Este știut că principalii parametri de rezistență ai rocilor sînt unghiul de frecare internă și

coeziunea. Considerarea factorului geomecanic în problemele de analiză a stabilității pleacă în primul rînd de la modul de determinare, în laborator și pe teren, a parametrilor de rezistență.

Din analiza factorului geologic, prezentată mai înainte, a rezultat poziția cea mai probabilă a suprafeței de alunecare. În cazul unui masiv stratificat orizontal sau cu strate care au căderea spre interiorul versantului, suprafața de alunecare taie stratele. În această situație, unghiul de frecare internă și coeziunea trebuie determinate în așa fel ca suprafața de rupere să se formeze în interiorul rocii, nu pe fețele de strat. Din acest punct de vedere este bine să extindem determinările „in situ", care, reflectînd mai fidel condițiunile naturale, dau rezultate mai de încredere. Într-o altă situație, cînd suprafața de alunecare se înscrie de-a lungul unei fețe de strat, pe contactul dintre două formațiuni geologice diferite, pe contactul dintre deluviu și roca în loc, de-a lungul unei falii etc., este necesar să se determine unghiul de frecare internă și coeziunea în condiții asemănătoare, reproducînd în laborator condițiile din teren, sau mai curînd, prin determinări „in situ". Considerarea factorului geomecanic presupune în acest caz determinarea parametrilor de rezistență pe suprafețele cele mai slabe ale masivului unde se mobilizează forțele de alunecare. La masivele fisurate se determină unghiul de frecare internă pe fisuri. Coeziunea pe fisuri, de regulă, se consideră zero. Avînd în vedere, însă, în cazul rocilor stîncoase, valoarea foarte mare a coeziunii determinate pe intervalul dintre fisuri, în această situație considerarea adecvată a factorului geomecanic înseamnă determinarea unei valori medii pentru coeziune. Metodele de calcul permit această estimare.

Considerarea factorului geomecanic în cazul iazurilor de decantare și al haldelor de steril, în afara determinării unghiului de frecare internă și a coeziunii pe contactul dintre iaz, respectiv haldă, și patul acestora, arătate mai înainte la masivele stratificate, necesită unele precizări suplimentare.

La iazurile de decantare, în partea exterioară, depozitul are un caracter predominant nisipos, dar sînt prezente și intercalații subțiri de mîluri. Cu cît mergem spre interiorul iazului predomină depozitele mai fine granulometric, care în stadiul depunerii au caracterul unui mîl. Suprafața de alunecare afectînd taluzele pe o anumită grosime ar rezulta că se formează în cea mai mare parte în depozitul nisipos. Cu toate acestea, este potrivit să considerăm că depozitul are și coeziune, pentru care să acceptăm o valoare mică ($c \approx 0{,}1$ daN/cm^2, sau poate chiar mai mică). Pentru a ne orienta mai bine asupra mărimii coeziunii se recomandă să facem teste de forfecare plană în laborator pe probe de mîluri preluate din iaz și consolidate parțial în laborator. Probele pot fi luate chiar de pe plaja iazului, unde se pot executa puțuri mici în care se observă intercalațiile de mîluri. Aceste intercalații cuprinse între depozite de nisip cu o permeabilitate mai mare au, chiar în teren, un anumit grad de consolidare, apa fiind drenată de nisip.

Haldele de steril, în faza inițială, nu au practic coeziune. Cu timpul, prin acțiunea sarcinii geologice halda se compactează pe cale naturală, căpătînd și o oarecare coeziune pe care este bine s-o considerăm în calculele de stabilitate. La halde, ca și la iazurile de decantare, evident, se determină unghiul de frecare internă. Considerarea coeziunii reprezintă, în ambele cazuri, o evaluare adecvată a factorului geomecanic în analiza de stabilitate.

3.7. Prognoza alunecărilor de teren pe baza experienței obținute la iazurile de decantare din industria minieră

Prognoza alunecărilor de teren este o problemă de maximă utilitate practică. A prevedea evoluția viitoare a stabilității versanților și taluzelor înseamnă a stabili zona în care se va produce o alunecare de teren, precum și data probabilă la care va avea loc acest proces. Ambele laturi ale prognozei sînt în genere greu de realizat. Prevederea datei la care se va produce o alunecare de teren este, fără îndoială, latura esențială a problemei. Cercetarea alunecărilor de teren trebuie subordonată rezolvării tuturor problemelor geologice și inginerești pe care le ridică prognoza. Cunoscînd evoluția stabilității unui versant sau taluz putem interveni din timp cu măsurile de prevenire a alunecărilor sau cu aplicarea măsurilor constructive de stabilizare (consolidare) în cazul alunecărilor de teren în curs de desfășurare. Prognoza are și o semnificație socială deosebită, mai ales la alunecările de teren catastrofale. Prin alunecarea Goldau — Elveția, care a avut loc la 2 septembrie 1806, au fost acoperite cîteva sate, de către o uriașă masă de roci desprinse dintr-un versant al Muntelui Rossberg. Prognoza acestei alunecări ar fi salvat viața a 451 oameni. Evident că la începutul secolului trecut nu se punea problema prognozei alunecărilor de teren. În prezent însă, în comparație cu alte fenomene naturale care produc catastrofe, alunecările de teren sînt mai ușor de prevăzut. Pentru aceasta trebuie să plecăm de la observarea mai atentă a fenomenelor naturii, de la înregistrarea tuturor dovezilor precursoare ale unei alunecări de teren, care nu întotdeauna aparțin specialiștilor. La alunecarea Goldau, de exemplu, primele semne precursoare ale procesului de alunecare au apărut cu circa 30 ani mai devreme și au fost observate de localnici, care spuneau deseori: „muntele va cădea într-o zi în vale". În țara noastră, în primăvara anului 1973, iazul de decantare de la Flotația centrală Baia Mare a prezentat unele semne evidente de pierdere a stabilității, observate mai întîi de un localnic în grădina căruia, într-o zonă situată la circa 50 m de baza taluzului iazului de decantare, s-a produs o ridicare a suprafeței terenului, care a crescut treptat pînă la 70—80 cm înălțime. Observarea acestui fenomen a permis luarea unor măsuri care au reușit să evite cedarea iazului de decantare de-a lungul patului.

Prognoza cere, de asemenea, o analiză teoretică temeinică a stabilității versanților și taluzelor, bazată pe o alegere adecvată a schemelor și metodelor de calcul, în funcție de condițiile geologice regionale și locale, de factorul hidrogeologic și geomecanic. Aceasta este prognoza teoretică. Prognoza practică a stabilității pleacă de la observarea deformațiilor care au loc în versanți și taluze, ca urmare a schimbării stării de eforturi din masiv în funcție de acțiunea cauzelor alunecărilor de teren, prezentate în par. 5.3.

În cele ce urmează ne vom ocupa de prognoza practică a alunecărilor de teren, plecînd de la datele de observație pe care le avem despre iazurile de decantare din industria minieră, unde se fac măsurători topografice sistematice asupra deformațiilor din taluze. Ne vom servi de datele de la iazul de decan-

tare Valea Devei, al cărui dig de amorsare a fost executat în 1972, iazul fiind dat în exploatare în 1973. La finele anului 1978 iazul avea circa 65 m înălțime.

Începînd din septembrie 1973 au fost înregistrate periodic deformații în taluze. Este vorba de deformațiile de tasare și de deplasările orizontale ale taluzelor, în lungul văii. La finele anului 1978 dispuneam deci de măsurători pe o perioadă de 5 ani. Să urmărim modul de prelucrare a acestor date, precum și concluziile care rezultă asupra stabilității.

3.7.1. Deformații de tasare

Deformațiile de tasare și deplasările orizontale au fost înregistrate pe trei aliniamente longitudinale situate, primul pe coronamentul digului de amorsare (profilul 201), al doilea pe berma de pe treapta a 2-a (profilul 301) și al treilea pe berma de pe treapta a 6-a (profilul 401). Schița iazului de decantare, cu încadrarea acestor profile, avînd fiecare circa 10 repere topografice, este redată în figura 3.25. Să analizăm deformațiile de tasare-ridicare pe fiecare din aceste profile.

Pe profilul 201, tasarea a fost înregistrată între 19 septembrie 1973, cînd s-a dat cota de bază, și 13 martie 1978. De la această dată măsurătorile pe acest profil nu au mai putut fi făcute, deoarece la baza iazului de decantare se execută un pinten de rezistență care în 1978 a fost ridicat pe circa 15 m înălțime, adică pînă la nivelul coronamentului digului de amorsare. Pintenul de rezistență, format din anrocamente, este proiectat să fie executat pe 30 m

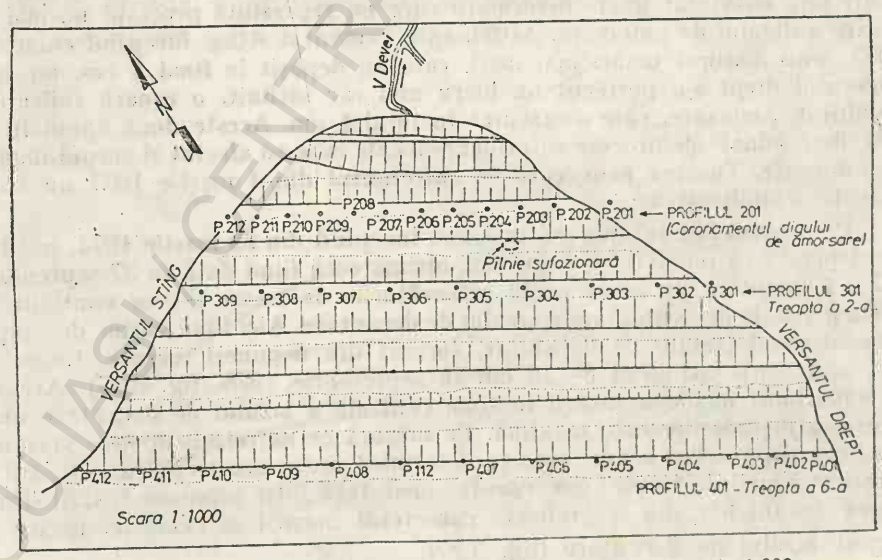


Fig. 3.25. Schița iazului de decantare Valea Devei, scara 1 : 1 000.

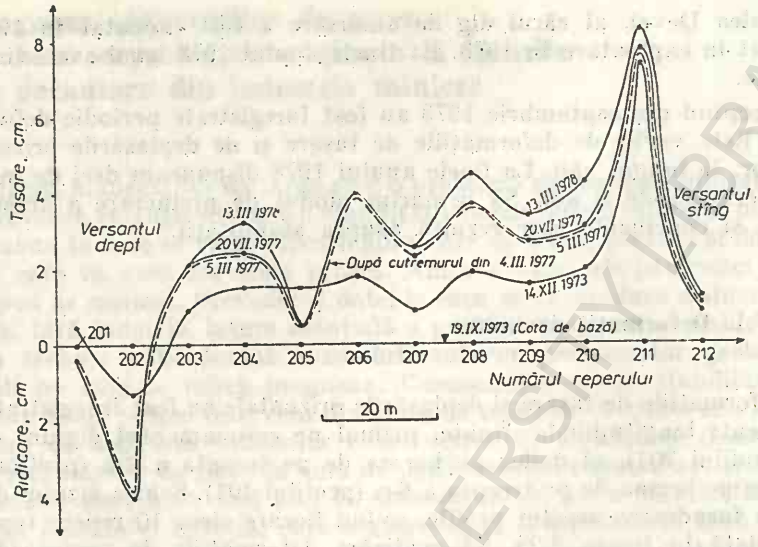


Fig. 3.26. Deformaţii admisibile de tasare-ridicare pe coronamentul digului de amorsare, profilul 201.

înălţime, aşa încît, începînd din martie 1978 observaţiile n-au mai putut fi continuate, deoarece digul de amorsare pe care se aflau reperele topografice a fost acoperit de pinten.

Reprezentînd grafic o parte din măsurătorile efectuate în perioada menţionată mai înainte observăm că tasarea medie a digului de amorsare este de 3—4 cm, cu mici variaţii de la un reper la altul (fig. 3.26). Spre cei doi versanţi s-au constatat unele deformaţii care nu reprezintă procesul normal de tasare a digului de amorsare. Astfel, spre versantul stîng, începînd chiar din 1973, s-au măsurat tasări mai mari, care au depăşit în final 8 cm, iar spre versantul drept s-a petrecut un lucru mai rar întîlnit, o uşoară ridicare a digului de amorsare, care a măsurat în total 4 cm. Aceste două anomalii au fost determinate de procese sufozionare locale care au afectat şi corpul digului de amorsare. Tasarea provocată de cutremurul din 4 martie 1977 nu are o valoare semnificativă.

Pe profilul 301 tasarea s-a măsurat începînd din 22 martie 1974, imediat după plantarea reperelor topografice, ultima cotă fiind dată în 27 septembrie 1978. Evident că pe acest profil măsurătorile de tasare se vor continua pe toată perioada de exploatare a iazului de decantare. Aici fiind vorba de corpul propriu-zis al iazului de decantare, format din depuneri recente, tasarea a fost mai mare, atingînd 8—10 cm în septembrie 1978 (fig. 3.27). Aceasta este mărimea medie a tasării în zona centrală a iazului de decantare unde grosimea depunerilor este maximă. Pe măsură ce ne retragem spre versanţi, grosimea depunerilor scade, ceea ce determină reducerea treptată a tasării la valori mai mici de 1 cm. Concordanţa constatată între mărimea tasării şi grosimea depunerilor din iaz reflectă caracterul normal al evoluţiei tasării în corpul iazului de decantare (fig. 3.27).

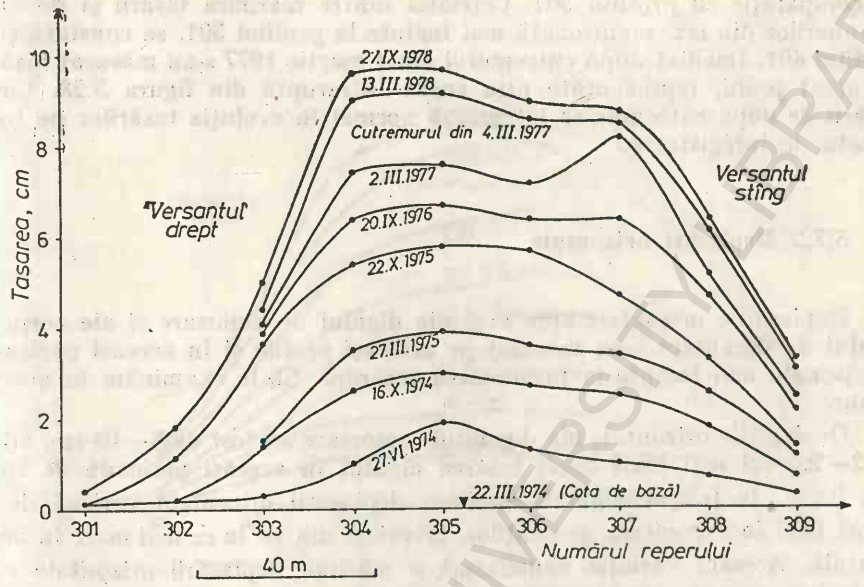


Fig. 3.27. Tasări admisibile pe profilul 301.

Tasarea pe profilul 401 este practic egală cu cea de pe profilul 301, dar efectuată într-un timp de aproape două ori mai mic, cuprins între 13 martie 1976 și 27 septembrie 1978 (fig. 3.28). Acest lucru se explică prin faptul că depunerile din profilul 401 sînt mai recente decît cele din profilul 301. În afară de aceasta, înregistrarea tasărilor pe profilul 401 a început la un timp mai scurt după execuția treptei pe care s-au plantat reperele topografice,

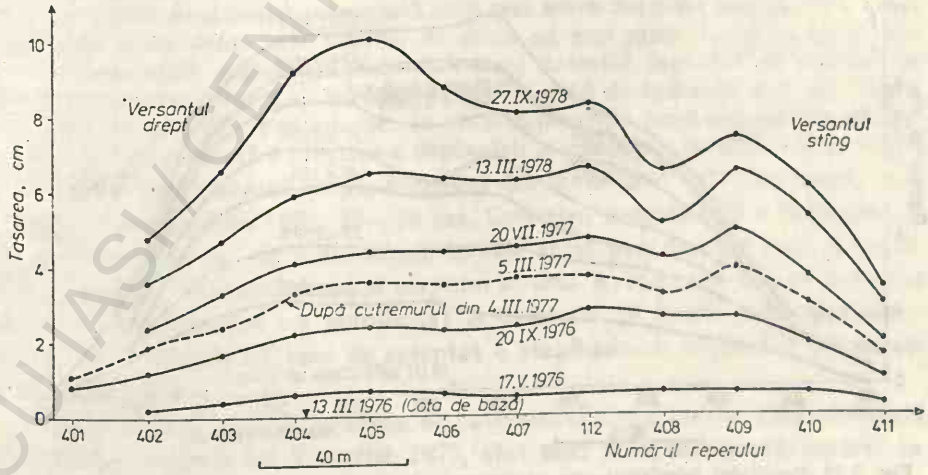


Fig. 3.28. Tasări admisibile pe profilul 401.

în comparație cu profilul 301. Corelația dintre mărimea tasării și grosimea depunerilor din iaz, menționată mai înainte la profilul 301, se constată și pe profilul 401. Imediat după cutremurul din 4 martie 1977 s-au măsurat tasările pe acest profil, reprezentate prin curba întreruptă din figura 3.28. Curba tasării de după cutremur se integrează normal în evoluția tasărilor pe toată durata de înregistrare.

3,7,2, Deplasări orizontale

Deplasările orizontale spre aval ale digului de amorsare și ale corpului iazului de decantare s-au măsurat pe aceleași profile și în aceeași perioadă, menționate mai înainte la prezentarea tasărilor. Să le examinăm în aceeași ordine.

Deplasările orizontale ale digului de amorsare au fost de 8—10 cm, adică de 2—2,5 ori mai mari decît tasarea digului în aceeași perioadă de timp (fig. 3.29). În lungul digului, mărimea deplasării orizontale variază de la valori mici în apropierea versanților, la valori din ce în ce mai mari în zona centrală. Această variație neuniformă a mărimii deplasării orizontale este rezultatul stării de eforturi diferite, atît în corpul iazului de decantare cît și în digul de amorsare. În zona centrală a digului, eforturile orizontale sînt maxime și se reduc treptat spre versanți. În acest mod se explică deplasările orizontale mai mari, măsurate la mijlocul digului de amorsare.

Urmărind efectul cutremurului din 4 martie 1977, observăm că deplasările orizontale înregistrate pe 5 martie 1977 se integrează normal în ansamblul deplasărilor, fiind foarte mici (curba întreruptă din fig. 3.29).

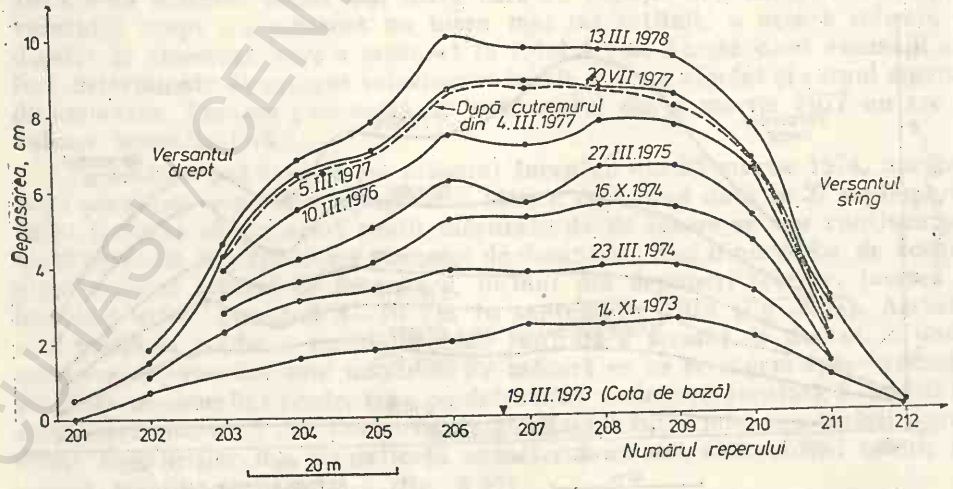


Fig. 3.29. Deplasări admisibile pe coronamentul digului de amorsare, profilul 201.

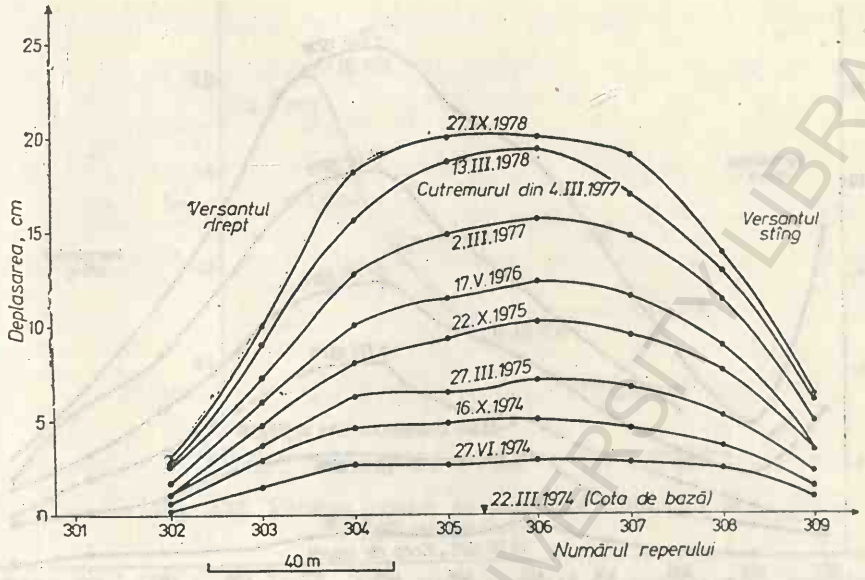


Fig. 3.30. Deplasări admisibile pe profilul 301.

Pe profilul 301 deplasarea orizontală a fost de 20 cm, adică de două ori mai mare decît tasarea. Trecerea de la valorile mici ale deplasării, pe marginile iazului, la valorile maxime din zona de mijloc, este gradată şi uniformă (fig. 3.30). Pe acest profil deplasările orizontale au o orînduire aproape perfectă. Creşterea eforturilor orizontale în zona centrală a iazului este şi mai bine reflectată de curbele deplasărilor, în comparaţie cu profilul 201.

Deplasările orizontale de-a lungul profilului 401 au atins circa 25 cm, ceea ce reprezintă o valoare de 2,5 ori mai mare decît tasarea (fig. 3.31). Pe acest profil deplasarea orizontală este mai mare decît pe profilul 301, deşi durata de înregistrare este practic de două ori mai mică. Ca şi în cazul tasării, deformaţiile orizontale sînt mai mari datorită faptului că depunerile sînt mai recente, ceea ce se traduce printr-un grad de îndesare mai mic. Spre deosebire de profilele precedente, în care deplasările scad spre versanţi, pe profilul 401 se constată o creştere a deplasării orizontale a iazului de decantare la contactul cu versantul drept, începînd din iunie-iulie 1977, deplasare care a atins, în septembrie 1978, 17—18 cm. Creşterea neaşteptată a deplasării a fost determinată tot de o sufoziune locală, acest proces fiind mai activ în partea dinspre versantul drept al corpului iazului. Avînd în vedere că în cursul anului 1978 sufoziunea s-a manifestat la acest iaz în forme mult mai slabe decît în anii precedenţi, este de aşteptat o stabilizare a deplasării orizontale în versantul drept.

Deplasările orizontale produse de cutremurul din 4 martie 1977, estimate pe baza măsurătorii din 5 martie 1977, sînt mici şi se integrează normal în ansamblul deplasărilor de pe acest profil (curba întreruptă, fig. 3.31).

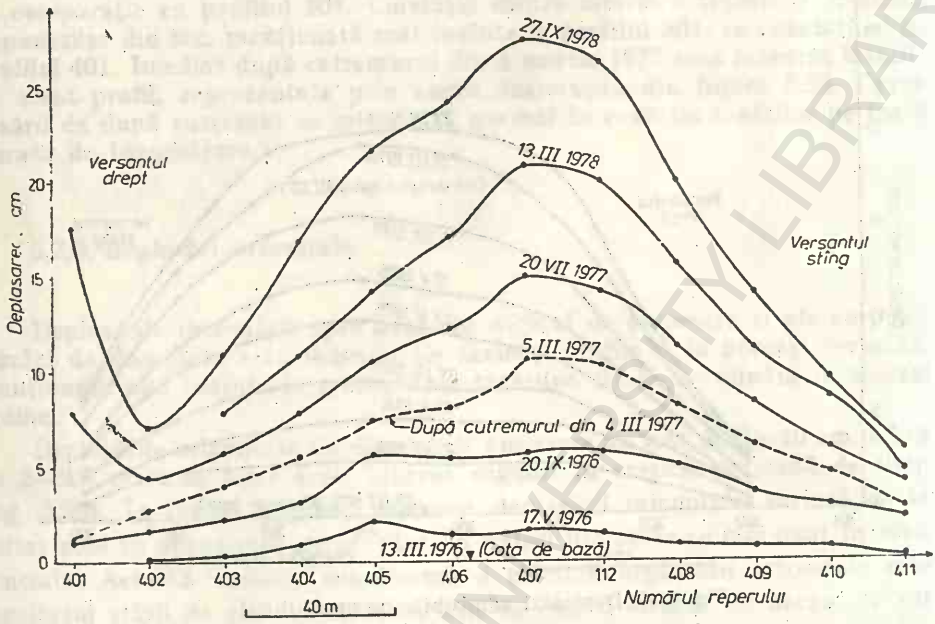


Fig. 3.31. Deplasări admisibile pe profilul 401.

3.7.3. Viteza deplasării orizontale

În acest paragraf ne vom referi la viteza deplasării în profilele 201 și 301. În profilul 201 dispunem de măsurători ale deplasării orizontale efectuate pe o perioadă de 5 ani (19 III 1973 — 13 III 1978), iar în profilul 301 pe 4,5 ani (20 III 1974 — 27 IX 1978). Mărimea deplasării orizontale pe aceste două profile au permis exprimarea vitezei de deplasare în $\frac{\text{cm}}{1/2 \text{ an}}$.

Calculînd vitezele de deplasare orizontală în profilul 201, pe toată perioada 1973—78, au rezultat șapte valori caracteristice, reprezentate pe figura 3.32.

Privind această diagramă se observă că viteza de deplasare pleacă de la $v \approx \frac{2 \text{ cm}}{1/2 \text{ an}}$, în 1973, și ajunge la $v \approx \frac{0{,}5 \text{ cm}}{1/2 \text{ an}}$ în 1978. Se constată deci o evidentă reducere a vitezei de deplasare în timp. Inițial viteza de deplasare are o ușoară creștere în intervalul noiembrie 1973—martie 1974, după care urmează o descreștere continuă, observată și în 1975—1977. În vara anului 1977 s-a înregistrat cea mai mică viteză de deplasare $v < 0{,}4 \frac{\text{cm}}{1/2 \text{ an}}$, după care a urmat o nouă perioadă de creștere pînă în martie 1978. Privită în ansamblu, diagrama arată o tendință generală de reducere a vitezei de deplasare în timp, valoarea finală fiind de circa patru ori mai mică decît cea inițială.

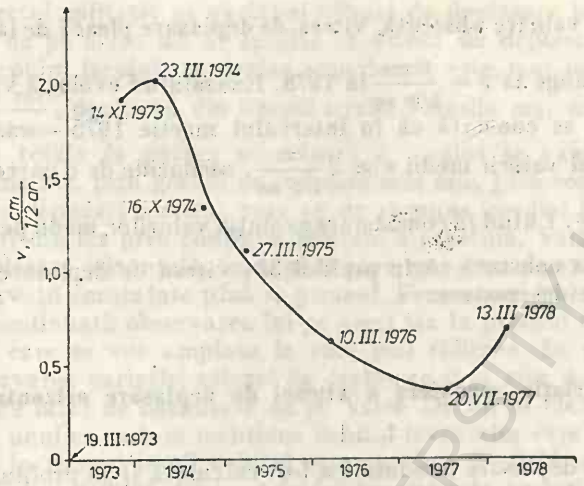


Fig. 3.32. Variația vitezei de deplasare orizontală în digul de amorsare.

Continuînd analiza pe profilul 301, efectuată în același mod, rezultatele sînt reprezentate în figura 3.33. Aici vitezele de deplasare orizontală, calculate pentru anii 1974—1978, sînt de 2—3 ori mai mari în comparație cu cele din profilul 201. Explicația constă în faptul că profilul 301 este amplasat pe corpul propriu-zis al iazului de decantare, format din depuneri actuale neconsolidate, în timp ce digul de amorsare, fiind executat în uscat, are o rezistență

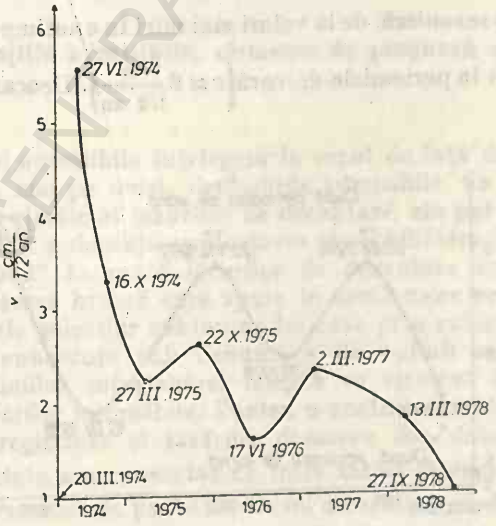


Fig. 3.33. Variația vitezei de deplasare orizontală în profilul 301.

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

mai mare. Ca valoare absolută, viteza de deplasare pleacă de la $v \approx 5{,}5 \frac{cm}{1/2\ an}$, în 1974, și ajunge la $v = \frac{1\ cm}{1/2\ an}$ în 1978. Examinînd evoluția vitezei de deplasare în timp, se constată că în intervalul martie 1975 — martie 1977 ea a oscilat în jurul valorii medii $v \approx 2 \frac{cm}{1/2\ an}$, oscilațiile de o parte și alta fiind de circa $0{,}5 \frac{cm}{1/2\ an}$. Luînd în considerare evoluția valorilor medii pe toată perioada 1974—1978, se constată că în profilul 301 viteza de deplasare orizontală are o tendință de descreștere.

3.7.4. Variația sezonieră a vitezei de deplasare orizontală

Viteza de deplasare orizontală a fost calculată și pe profilul 401, amplasat pe corpul iazului la nivelul treptei a 6-a de deasupra digului de amorsare. Aici perioada de înregistrare a fost de numai 2,5 ani (martie 1976 — septembrie 1978). Folosind aceeași exprimare a vitezei, în $\frac{cm}{1/2\ an}$, rezultatele de calcul sînt trecute în figura 3.34, în care se observă că viteza de deplasare are valori de $5-6 \frac{cm}{1/2\ an}$. În comparație cu diagramele vitezei din profilele 201 și 301, pe profilul 401 nu se constată o reducere a vitezei de deplasare orizontală în timp, deși perioada de înregistrare este suficient de mare. Caracteristica predominantă a vitezei de deplasare pe profilul 401 o reprezintă oscilația ei periodică, practic sezonieră, de la valori mai mici în anotimpul rece $\left(v \approx 5 \frac{cm}{1/2\ an}\right)$, la valori mai mari în perioadele de vară $\left(v \approx 6 \frac{cm}{1/2\ an}\right)$. Deocamdată este potrivit

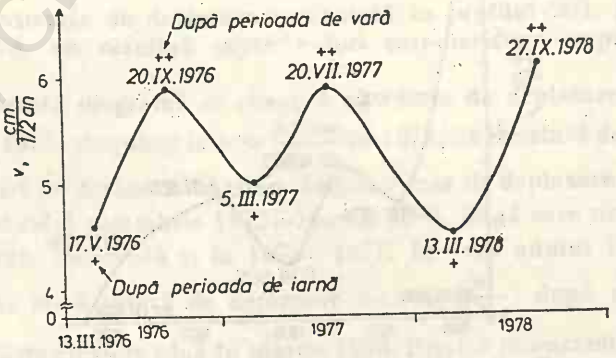


Fig. 3.34. Variația vitezei de deplasare orizontală în profilul 401.

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

să reţinem aspectul calitativ al variaţiei vitezei de deplasare în timpul unui an. Din datele de pe acest iaz ar rezulta că viteza de deplasare orizontală, spre aval, a corpului iazului, în partea superioară, este mai mare în timpul verii cu circa $\frac{1 \text{ cm}}{1/2 \text{ an}}$, decît cea din timpul iernii. Valorile mai mari ale deplasării orizontale totale în partea superioară a iazului se explică, aşa cum am văzut mai înainte, prin gradul de îndesare mai mic, prin consolidarea mai redusă a acestor depuneri recente, care au un răspuns imediat la modificarea stării de eforturi din iaz prin continua înălţare a acestuia. Variaţia sezonieră a vitezei de deplasare orizontală, însă, ni se pare mai greu de explicat pe baza datelor de observaţii constatate pînă în prezent. Fenomenul trebuie reţinut ca atare, trebuie continuată observarea lui pe acest iaz în profilul 401, precum şi pe alte profile care se vor amplasa la cote mai ridicate. Se va încerca, de asemenea, observarea variaţiei vitezei de deplasare şi la alte iazuri de decantare din ţară. Pe iazul de decantare de pe Valea Devei, ca element care variază în timpul unui an putem menţiona debitul izvoarelor care ies din corpul iazului. Astfel, în timpul iernii debitul este cu circa 2—3 l/s mai mic decît în timpul verii, deşi debitul deversat în iaz practic este acelaşi în tot timpul anului. Explicaţia debitului mai mic al izvoarelor în timpul iernii trebuie căutată în fenomenul de îngheţ al plajei iazului de decantare. Astfel, lentilele de gheaţă ce se formează pe plajă se comportă ca nişte strate practic impermeabile, cu o uşoară înclinare spre amonte, ceea ce duce la o reducere a filtrării verticale între zonele de deversare de pe plajă. Primăvara, prin topirea gheţii cantitatea de apă din iaz se măreşte, ceea ce duce la o relativă creştere a presiunii de filtrare. Presiunea de filtrare, evident, este unul din factorii care determină creşterea vitezei de deplasare a iazului. Alături de acest factor mai trebuie însă observaţi şi alţii.

3.7.5. Deformaţiile admisibile, elemente de prognoză a alunecărilor de teren

Prin deformaţii admisibile înţelegem în cazul de faţă deplasările orizontale admisibile sau, mai pe scurt, deplasările admisibile. Cu privire la tasări, dat fiind caracterul elastic al iazurilor de decantare, ele pot fi cît de mari în valoare absolută, fără a deranja exploatarea şi stabilitatea iazului. Noţiunea de „tasare admisibilă" în cazul iazurilor de decantare credem că trebuie legată numai de tasarea bruscă care apare în urma unor prăbuşiri locale, pe berme sau taluze, ale golurilor subterane formate prin sufoziune. Aceste prăbuşiri locale sînt cunoscute sub denumirea de „pîlnii sufozionare". Dacă exceptăm cazul pîlniilor sufozionare, tasările ca element de prognoză sînt subordonate deplasărilor admisibile. Pentru o analiză completă a comportării iazului, trebuie înregistrate şi tasările, deoarece din datele de observaţie prezentate mai înainte am constatat că între tasări şi deplasările orizontale există o legătură. Pe iazul de pe Valea Devei a rezultat că deplasările orizontale sînt de 2—2,5 ori mai mari decît tasările. Evident că această corelaţie trebuie examinată în continuare şi pe alte iazuri.

Aşezăm la baza noţiunii de deformaţie (deplasare) admisibilă un criteriu obiectiv, reprezentat prin variaţia vitezei de deplasare în timp. Să examinăm pe rînd, din acest punct de vedere, profilele studiate pe iazul de pe Valea Devei.

Pe profilul 201 (coronamentul digului de amorsare) viteza de deplasare orizontală scade de la $1 \frac{cm}{1/2\ an}$ la $0{,}5 \frac{cm}{1/2\ an}$, în perioada 1973—1978 (fig. 3.32). Avînd în vedere descreşterea continuă a vitezei de deplasare pe o perioadă mare de timp, deplasările orizontale înregistrate la finele acestei perioade au un caracter admisibil. Deci, abia acum putem considera că deplasările măsurate pe digul de amorsare, care au ajuns în 1978 la 8—10 cm, sînt deplasări admisibile, în baza cărora tragem concluzia că stabilitatea iazului este asigurată. Nu ne putem aştepta deci la o cedare, prin alunecare, a iazului de decantare în prezent sau în perioada imediat următoare.

Variaţia vitezei de deplasare în profilul 301, situat pe corpul iazului de decantare la nivelul treptei a 2-a de deasupra digului de amorsare, redată în figura 3.33, ne arată de asemenea o tendinţă generală de descreştere în perioada martie 1974 — septembrie 1978. Pe acest criteriu, deplasările totale de circa 20 cm din acest profil, deşi sînt de două ori mai mari decît cele din digul de amorsare, au şi ele un caracter admisibil. Nu putem vorbi deci, deocamdată, de o mărime maximă a deplasărilor pe care s-o considerăm admisibilă. Caracterul de admisibilitate a unei deplasări este dat numai de modul de variaţie în timp a vitezei de deplasare.

Pe profilul 401, situat la o cotă mai ridicată decît profilul 301, variaţia de deplasare fiind oscilantă pe toată perioada de efectuare a măsurătorilor (martie 1974 — septembrie 1978), deplasările de circa 25 cm înregistrate în final nu pot fi concludente sub aspectul admisibilităţii. Dacă viteza de deplasare se va reduce în următorii ani, evident, deplasarea de 25 cm din 1978 se va încadra sub limita admisibilă. Trebuie însă avută în vedere şi posibilitatea de creştere a vitezei de deplasare, care pune în evidenţă tendinţa de pierdere, în viitor, a stabilităţii iazului de decantare. Iată de ce este necesar ca înregistrarea tuturor deformaţiilor să se facă sistematic, pe toate iazurile de decantare.

* * *

Modelul de analiză a stabilităţii la iazul de decantare Valea Devei poate fi adoptat la taluze, la orice gen de construcţii de pămînt sau cariere, cît şi la versanţi. Pentru aceasta este necesară extinderea observaţiilor topografice, organizarea activităţii în staţii de observare sistematică a deformaţiilor din versanţi şi taluze. Elaborarea prognozei pe baza studierii evoluţiei deformaţiilor în timp are un caracter practic autentic. Prognoza practică a stabilităţii versanţilor şi taluzelor reprezintă în acelaşi timp un criteriu de verificare a rezultatelor teoretice obţinute prin diferite metode de calcul. Folosirea prognozei practice trebuie privită şi ca un mijloc de accelerare a cunoaşterii teoretice, de estimare a parametrilor fizico-mecanici ai rocilor la valori cît mai apropiate de cele din masiv şi de alegere adecvată a schemelor şi metodelor de calcul în funcţie de condiţiile geologice ale obiectivului studiat.

Bibliografie

1. Dragoș V. (1957). *Deplasări de teren.* Editura științifică, București.
2. Eckel E. B. (Ed.)1958) — *Landslides and Engineering practice.* A Symposium Highway Research Board, Special Report 29, Weshington D.C.
3. Fisenko G. L. (1964) — *Ustoicivosti bortov ugolinîh karierov,* Ugletehizdat, Moskva.
4. Florea M. N. (1979) — *Alunecări de teren și taluze.* Editura tehnică, București.
5. Maslov N. N. (1977) — *Mehanika gruntov v praktike stroitelistva (Opolzni i borba s nimi).* Stroiizdat, Moskva.
6. Sharpe C. F. S. (1938) — *Landslides and related phenomena.* Columbia University Press, 137, New York.
7. Zaruba Q., Mencl V. (1974) — *Alunecările de teren și stabilizarea lor.* Traducere din limba cehă, Editura tehnică, București.

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

4. STABILITATEA TALUZELOR

F. Zamfirescu: subcapitolul 4.1
D. Fotă: subcapitolul 4.2

4.1. Principii şi metode de analiză a stabilităţii

4.1.1. Principii

4.1.1.1. Exprimarea stării de eforturi în masivele de roci

În mecanica rocilor, eforturile de compresiune sînt considerate pozitive. Eforturile de forfecare sînt pozitive atunci cînd au sensul invers celui al acelor ceasornicului. Planele pe care eforturile de forfecare sînt nule se numesc *plane principale*, iar eforturile normale care acţionează pe acestea se cheamă *eforturi* principale.

În figura 4.1 se prezintă un element de volum în condiţiile de eforturi ale forfecării plane. Expresiile eforturilor unitare de forfecare τ şi a celor normale σ (efort unitar normal total) care acţionează pe un plan oarecare

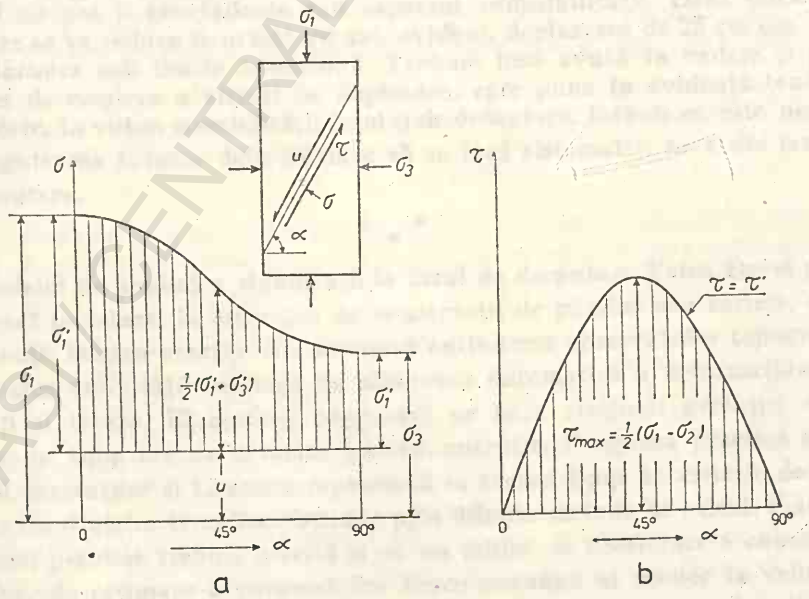


Fig. 4.1. Eforturile pe planul α, cînd se cunosc eforturile principale, în forfecarea plană.

BCU IAŞI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

înclinat cu unghiul α față de direcția lui σ_3 (sau față de planul principal maxim), se obțin prin considerarea echilibrului normal și paralel cu planul α :

$$\sigma = \sigma_1 \cos^2 \alpha + \sigma_3 \sin^2 \alpha = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\alpha \tag{4.1}$$

$$\tau = (\sigma_1 - \sigma_3)\sin \alpha \cdot \cos \alpha = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2\alpha \tag{4.2}$$

Dacă se cunoaște valoarea presiunii apei din pori (u) atunci eforturile principale efective, major și respectiv minor, sînt

$$\sigma_3' = \sigma - u \text{ și } \sigma_3' = \sigma_3 - u. \tag{4.3}$$

Introducînd (4.3) în (4.1) și (4.2) se obțin expresiile eforturilor unitare efective pe planul α :

$$\sigma' = \sigma_1' \cos^2 \alpha + \sigma_3' \sin^2 \alpha, \quad (\neq \sigma) \tag{4.4}$$

$$\tau' = \tau = (\sigma_1' - \sigma_3')\sin \alpha \cdot \cos \alpha \tag{4.5}$$

Presiunea apei libere din pori este independentă de valoarea unghiului α (fig. 4.1, *a*). σ, σ' și τ se modifică în funcție de înclinarea planului considerat. Efortul de forfecare nu depinde de presiunea apei din pori.

Ecuațiile (4.1) și (4.4) pot fi scrise și sub forma :

$$\sigma - \sigma_1' = (\sigma_1 - \sigma_3)\cos^2 \alpha \tag{4.4}$$

$$\sigma' - \sigma_3' = (\sigma_1' - \sigma_3')\cos^2 \alpha \tag{4.4 a}$$

Starea de eforturi în jurul unui punct din masiv se poate reprezenta printr-un cerc (cercul Mohr) ; coordonatele oricărui punct de pe acesta, exprimate în sistemul $\sigma - \tau$, reprezintă eforturile unitare normale, respectiv tangențiale, pe un plan înclinat cu unghiul α față de planul principal maxim. Cercul lui Mohr poate fi construit dacă se cunosc eforturile principale (σ_1 și σ_3) sau eforturile unitare pe două plane ortogonale (σ_x, σ_z, τ). În funcție de datele cunoscute, abscisa centrului cercului Mohr, respectiv raza sa (fig. 4.2 și respectiv fig. 4.3) sînt date de relațiile

$$OC = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}; \qquad r = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \tag{4.6}$$

sau

$$OC = \frac{\sigma_z + \sigma_x}{2}; \qquad r = \sqrt{\tau^2 + \left(\frac{\sigma_z - \sigma_x}{2}\right)^2} \tag{4.7}$$

Dacă din punctul de coordonate (σ_3', 0) se duce o dreaptă cu înclinarea α față de axa absciselor, la intersecția acesteia cu cercul Mohr se obține punctul D, de coordonate σ' și τ (fig. 4.2). Prin schimbarea semnului unghiului α se obține punctul D' ale cărui coordonate exprimă eforturile unitare pe planul $-\alpha$. Cercul eforturilor totale este deplasat spre dreapta cu distanța u.

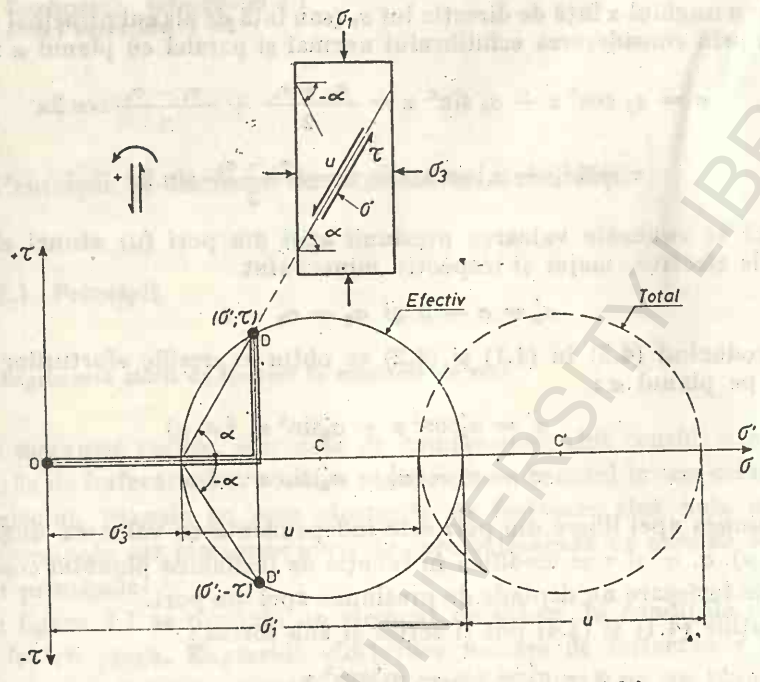


Fig. 4.2. Caracteristicile cercului eforturilor (Mohr).

Coordonatele punctelor de maxim și de minim ale cercurilor Mohr sînt

$$\tau_{max} = \pm \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \pm \frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2} \tag{4.8}$$

$$\sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}; \quad \sigma' = \frac{\sigma_1' + \sigma_3'}{2} \tag{4.9}$$

În analiza stabilității taluzelor este uneori necesar să fie determinate eforturile principale pentru situația cînd se cunosc eforturile unitare pe două plane perpendiculare. În figura 4.3 $\sigma_z > \sigma_x$ și $\tau_{xz} = -\tau_{zx} = \tau$ (în forfecarea plană). Eforturile cunoscute definesc coordonatele a două puncte de pe cercul eforturilor; $M(\sigma_z, \tau)$ și $N(\sigma_x, \tau)$. Distanța MN este diametrul cercului eforturilor; intersecția acesteia cu axa absciselor determină centrul cercului. Înclinarea diametrului MN față de axa absciselor este 2α. Unghiul dintre axele X și Z și direcțiile eforturilor principale este egal cu α. Sensul de rotire a axelor $X - Z$ pentru a coincide cu direcțiile principale este identic cu acela necesar, în cercul lui Mohr, pentru ca punctele M și N să corespundă, respectiv, cu σ_1 și σ_3. Pe planele care formează cu direcțiile principale $\pm 45°$ acționează τ_{max}.

BCU - CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

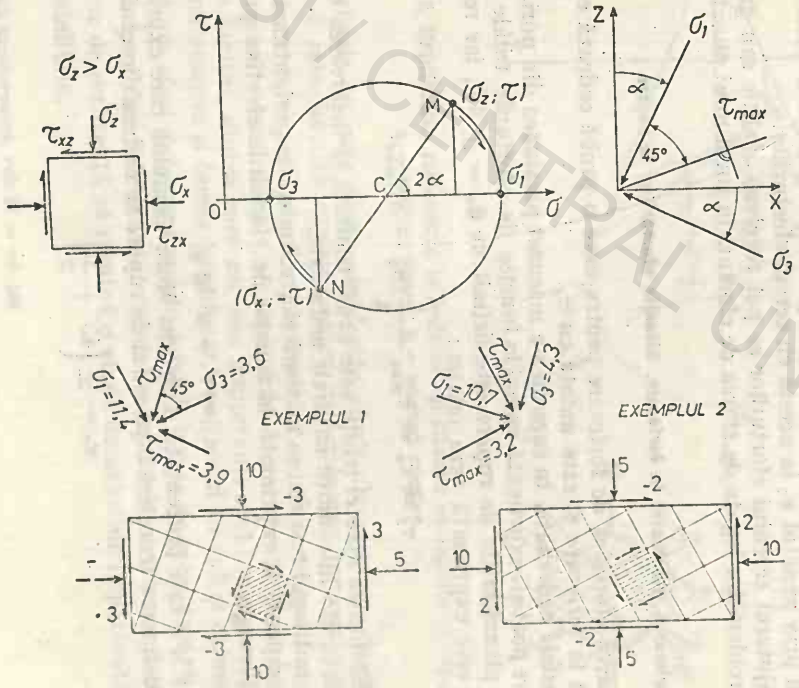


Fig. 4.3. Determinarea eforturilor principale cînd se cunosc eforturile σ și τ pe două plane ortogonale.

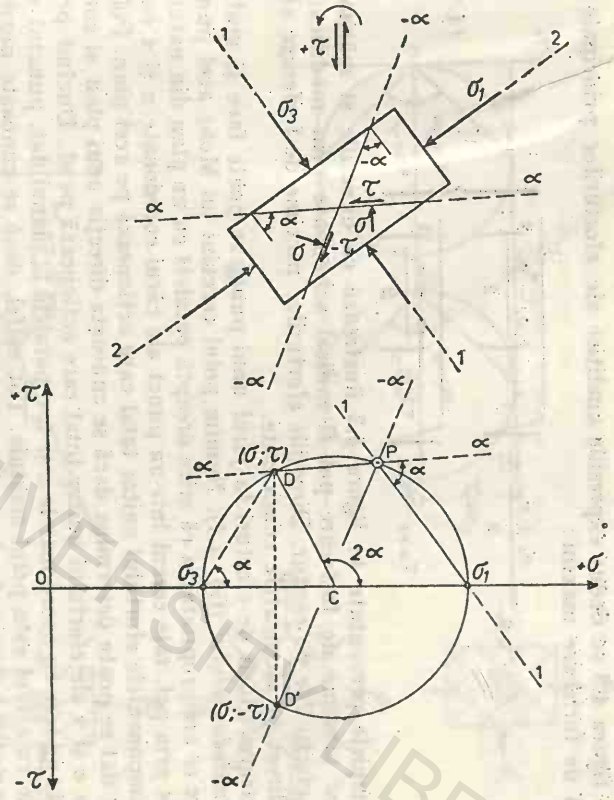


Fig. 4.4. Determinarea grafică a eforturilor prin metoda polului.

BCU IAȘI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Din figura 4.3 se deduc expresiile analitice ale eforturilor principale și efortului de forfecare maxim:

$$\left.\begin{aligned}\sigma_{1,3} &= \frac{\sigma_z + \sigma_x}{2} \pm \sqrt{\tau^2 + \left(\frac{\sigma_z - \sigma_x}{2}\right)^2};\\ \tau_{max} &= \pm \sqrt{\tau^2 + \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\right)^2}.\end{aligned}\right\} \tag{4.10}$$

Exemplele prezentate în figura 4.3 ilustrează că direcțiile și mărimile eforturilor maxime de forfecare pot fi radical schimbate prin modificarea situației eforturilor pe contur. Direcțiile eforturilor maxime de forfecare sînt trasate direct pe elementele considerate.

Precizarea stării de eforturi în jurul unui punct se poate face și grafic, folosind *metoda polului* (fig. 4.4). Numim polul cercului lui Mohr acel punct de pe cerc ce are proprietatea că orice dreaptă paralelă cu un plan din natură, care trece prin pol, taie cercul într-un punct ale cărui coordonate σ și τ constituie componentele efortului unitar total care acționează pe acel plan. Polul unui cerc dat se poate determina dacă se cunoaște direcția unui plan și componentele σ și τ ale efortului unitar total care acționează pe el. Ducînd prin punctul de pe cerc cu coordonatele σ și τ_0 o paralelă la planul dat, punctul de intersecție cu cercul este polul acestuia. Tot astfel, dacă se cunoaște poziția planului principal maxim 1—1, poziția polului se găsește la intersecția paralelei dusă prin punctul σ_1 la acesta cu cercul eforturilor.

Cu ajutorul cercului eforturilor se pot rezolva, analitic sau grafic, majoritatea problemelor legate de starea de eforturi în jurul unui punct.

.1.1.2. Exprimarea rezistenței la forfecare. Situația eforturilor la rupere

Valoarea efortului de forfecare pentru care o probă cedează este numită rezistență la forfecare și este notată cu τ_f.

În testele nedrenate, în care nu s-a măsurat presiunea din pori, rezistența la forfecare poate fi exprimată numai în funcție de eforturile totale (fig. 4.5,*a*). Teoretic, planul critic de rupere este definit de $\alpha_c = \pm 45°$, iar rezistența la forfecare este exprimată prin relația:

$$\tau_f = c_n = \tau_{max} = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}. \tag{4.11}$$

Aplicabilitatea acestei relații este uzual limitată la încărcarea depozitelor argiloase saturate în condiții naturale nedrenate.

Dacă în timpul testului se măsoară și presiunea din pori, atunci rezistența la forfecare poate fi exprimată în funcție de eforturile efective prin ecuația Coulomb-Terzaghi:

$$\tau_f = c' + \sigma' \operatorname{tg} \varphi' \tag{4.12}$$

În figura 4.5, *b* este prezentată diagrama Mohr-Coulomb care exprimă aceste condiții. Înclinarea teoretică a planului de rupere se deduce direct din figură:

$$\alpha_c = \pm\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right) \tag{4.13}$$

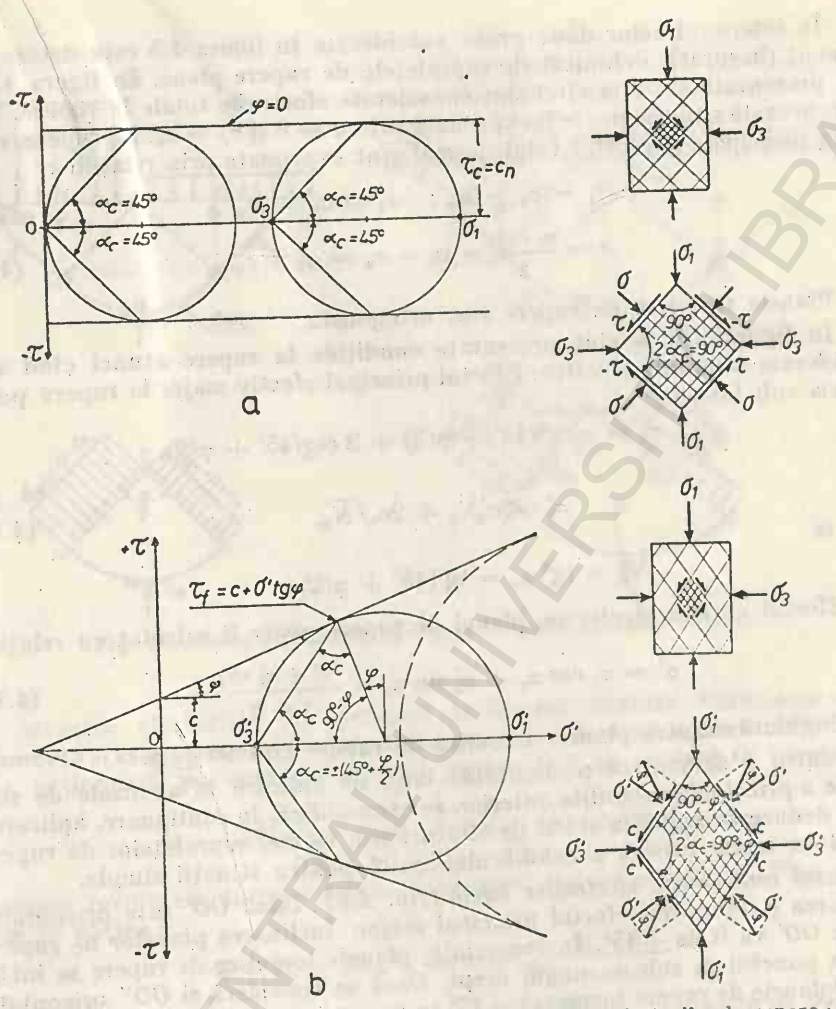


Fig. 4.5. Exprimarea rezistenței la forfecare și situația eforturilor la rupere :
a — eforturi totale ; *b* — eforturi efective.

În analizele în care sînt considerate eforturile efective, diagrama din figura 4.5, *b* este folosită curent pentru determinarea parametrilor φ și *c*.

Din punct de vedere practic, parametrii c_n, *c* și φ nu pot fi considerați constanți pentru o rocă dată. Caracteristicile de rezistență depind de o multitudine de factori, dintre care cei mai importanți sînt : compoziția mineralogică, granulometria și forma granulelor, conținutul în apă și chimismul apei din pori, istoria efort-deformație și de detaliile legate de recoltarea, transportul și încercarea probelor. Acestea sînt cîteva din motivele care fac ca determinarea parametrilor de rezistență să rămînă o etapă deosebit de importantă în analizele de stabilitate.

BCU CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

În interiorul celor două probe considerate în figura 4.5 este detașat un element (hașurat), delimitat de suprafețele de rupere plane. În figura 4.5, *a* este prezentată situația cînd sînt considerate eforturile totale la rupere. Teoretic, această situație poate fi exprimată prin $\varphi = 0$ și $\tau_f = c_n$. La rupere, eforturile principale și efortul total normal sînt exprimate prin relațiile:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + 2c_n; \quad \sigma_3 = \sigma_1 - 2c_n \tag{4.14}$$

$$\sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} = \sigma_1 - c_n = \sigma_3 + c_n. \tag{4.15}$$

Planele teoretice de rupere sînt ortogonale.

În figura 4.5, *b* sînt prezentate condițiile la rupere atunci cînd sînt considerate eforturile efective. Efortul principal efectiv major la rupere poate fi scris sub forma:

$$\sigma_1' = \sigma_3' \operatorname{tg}^2(45° + \varphi/2) + 2 \operatorname{ctg}(45° + \varphi/2),$$

sau

$$\sigma_1' = \sigma_3' N_\varphi + 2c\sqrt{N_\varphi}, \tag{4.16}$$

în care

$$N_\varphi = \operatorname{tg}^2 \alpha_c = \operatorname{tg}^2(45° + \varphi/2).$$

Efortul normal efectiv pe planul de rupere poate fi calculat cu relația:

$$\sigma' = \sigma_1' \cos \alpha_c + \sigma_3' \sin \alpha_c = \frac{\sigma_1' + \sigma_3' \cdot N_\varphi}{1 + N_\varphi} \tag{4.17}$$

Unghiurile dintre planele teoretice de rupere sînt $90 \pm \varphi$.

Pentru a demonstra posibilitățile largi de aplicare în analizele de stabilitate a principiilor stabilite anterior, se exemplifică, în continuare, aplicarea lor în deducerea logică a stării de eforturi și a formei suprafețelor de rupere admise în teoria clasică a echilibrului-limită pentru situații simple.

Cazul considerării eforturilor totale (fig. 4.6). Dacă OO' este orizontală, încărcarea q reprezintă efortul principal major. Înclinarea planelor de rupere față de OO' va fi de $\pm 45°$. În consecință, planele teoretice de rupere se întîlnesc în punctul m sub un unghi drept. Dacă se consideră și OO'' orizontală atunci planele de rupere formează $\pm 45°$ cu aceasta și se întîlnesc în punctul n, tot sub un unghi drept.

Se consideră două elemente infinitesimale plasate în vecinătatea punctelor m și n, separate prin planele de rupere posibile. Deoarece unghiurile OmO' și OnO'' sînt drepte, elementele considerate sînt patrate (fig. 4.5, *a*). Singura posibilitate de a continua suprafața de rupere este cercul (cu centrul în O). Figura de rupere obținută este constituită din patru zone triunghiulare (Rankine) și un sector circular (zona Prandtl). Direcția efortului principal major se schimbă în lungul arcului mn: este vertical în m, la 45° în m' și orizontal în n.

Situația eforturilor în zonele triunghiulare este următoarea (neglijînd sarcina geologică): pe OC: $\sigma_1 = q$; pe $C \cdot m$: $\sigma_3 = q - 2c_n$ (ec. 4.14); pe $O \cdot m$: $\sigma = q - c_n$ (ec. 4.15); pe OC': $\sigma_3 = p$; pe $C' \cdot n$: $\sigma_1 = p + 2c_n$; pe On: $\sigma = p + c_n$.

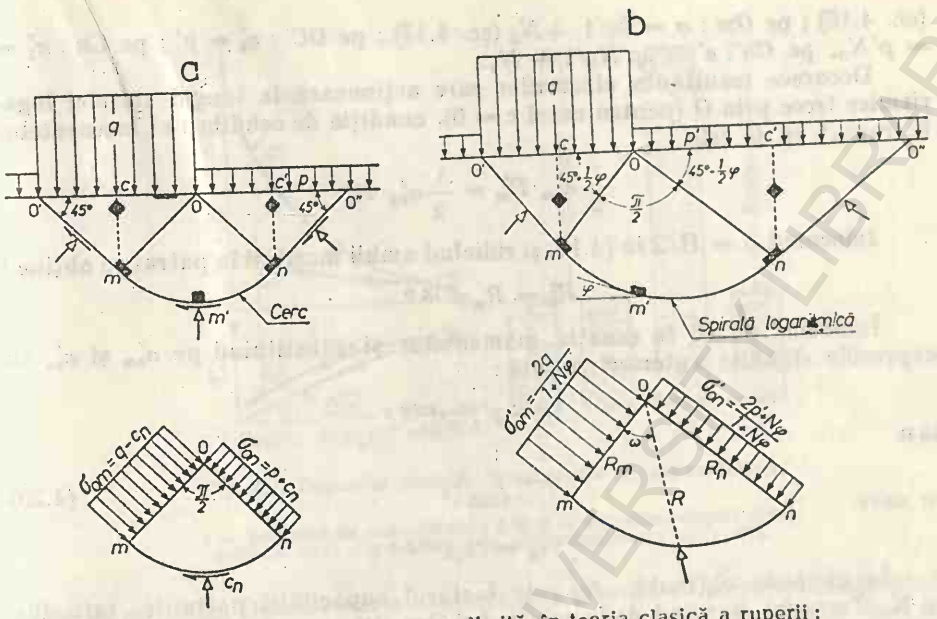


Fig. 4.6. Starea eforturilor, la limită, în teoria clasică a ruperii:

Situația eforturilor pe conturul sectorului circular *Omn* este acum cunoscută și este prezentată separat în figura 4.6 *a*. Scriind momentele forțelor care acționează pe conturul acestui sector față de centrul *O*, rezultă:

$$(q-c_n)R\frac{R}{2}=c_n\cdot R\cdot\frac{\pi}{2}\cdot R+(p+c_n)R\cdot\frac{R}{2},$$

deoarece rezultanta forțelor normale pe arcul *mn* trece prin *O*. Prin rezolvare se obține:

$$q=(\pi+2)c_n+p,\ \text{sau}\ c_n=\frac{q-p}{\pi+2}, \tag{4.18}$$

care este bine cunoscuta expresie a capacității portante elaborată de Prandtl.

Cazul considerării eforturilor efective. Argumentarea împărțirii figurii este asemănătoare cu cea făcută anterior. În acest caz, elementul infinitesimal separat de planele de rupere este un romb de tipul celui prezentat în figura 4.5, *b*. În aceste condiții, curba care unește punctele *m* și *n* trebuie să fie o spirală logaritmică a cărei ecuație este:

$$R=R_m e^{\omega\,\mathrm{tg}\,\varphi} \tag{4.19}$$

Figura de rupere este constituită din patru zone triunghiulare și un sector spiral-logaritmic. În lungul spiralei, efortul principal major își schimbă poziția fiind vertical în *m* și orizontal în *n*.

Situația eforturilor în zonele triunghiulare, pentru $c=0$ și neglijînd efectul sarcinii geologice, este următoarea: pe OC: $\sigma_1'=q$; pe Cm: $\sigma_3'=q/N_\varphi$

BCU IAȘI CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

(ec. 4.16) ; pe $Om : \sigma = 2q/1 + N_\varphi$ (ec. 4.17) ; pe $OC' : \sigma'_3 = p'$; pe $Cn : \sigma'_1 = p'N_\varphi$, pe $On : \sigma' = 2p'N_\varphi/1 + N_\varphi$.

Deoarece rezultanta eforturilor care acționează în lungul spiralei logaritmice trece prin O (pentru cazul $c = 0$), condiția de echilibru al momentelor în raport cu O este

$$\frac{1}{2}\sigma'_{0m} \cdot R_m^2 = \frac{1}{2}\sigma'_{0n} \cdot R_n^2$$

înlocuind $w = \Pi/2$ în (4.19) și ridicînd ambii membrii la patrat se obține :

$$R_n^2 = R_m e^{\pi \operatorname{tg} \varphi}$$

Înlocuind pe R_n^2 în ecuația momentelor și substituind pe σ'_{0m} și σ'_{0n} cu expresiile stabilite anterior, rezultă :

$$q = p' N_\varphi e^{\pi \operatorname{tg} \varphi}$$

sau

$$q = p' \cdot N_q \tag{4.20}$$

în care

$$N_q = N_\varphi e^{\pi \operatorname{tg} \varphi}$$

În expresia obținută, N_q este factorul capacității portante, introdus de K. Terzaghi, pornind de la soluția lui Prandtl.

4.1.1.3. Comportarea la efort-deformație

La stabilirea coeficientului de siguranță care urmează a fi folosit în proiectarea taluzelor, este important să se cunoască dacă ruperea este probabil să se producă brusc și total, fără o înștiințare prealabilă, sau foarte încet, însoțită de fenomene care pot fi detectate, existînd încă timp pentru a fi luate măsuri de stopare. Rezultă că obținerea, pentru fiecare caz în parte, a unor curbe efort-deformație corecte (și reprezentative) și interpretarea realistă a acestora este o etapă esențială în toate tipurile de analiză a stabilității.

Este important de subliniat că în afara considerării stării macroscopice a eforturilor efective — a cărei reconstituire în laborator poate fi influențată de tipul testului, rata de încărcare, sistemul de prelevare și preparare al probelor, etc. — în interpretarea rezultatelor și alegerea valorilor de calcul pentru rezistența la forfecare, următorii șase factori pot avea o importanță deosebită : cantitatea și natura mineralelor argiloase, situația (și istoria) electrochimică a fazei apoase, natura ionilor adsorbiți, conținutul în apă, cimentarea diagenetică și istoria eforturilor. Importanța relativă a acestor factori, de la un caz la altul, este diferită.

Pornind de la conceptul de „istoria geologică a eforturilor", în figura 4.7 se definesc noțiunile de *depozite normal consolidate* și *depozite supraconsolidate* [41]. În situațiile (2) și (3) se spune că depozitele sînt normal consolidate întrucît în evoluția lor n-au suportat o sarcină geologică mai mare ca cea actuală. Marea majoritate a rocilor sedimentare argiloase sînt însă supraconsolidate întrucît, în istoria lor geologică, în perioade îndelungate, au fost supuse la sarcini geologice importante, în prezent în bună parte înlăturate prin pro-

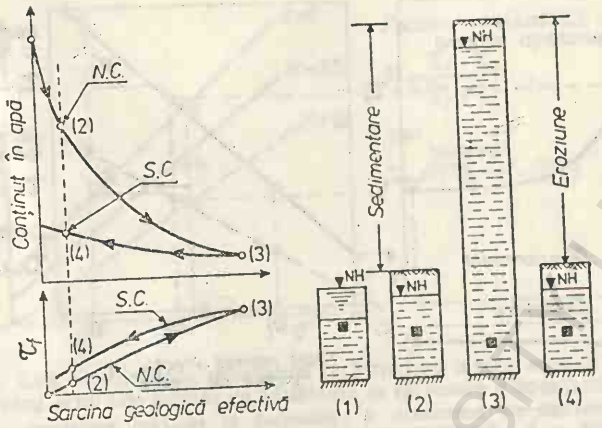


Fig. 4.7. Depozite normal consolidate și supraconsolidate:

1 — perioada de consolidare; *2* și *3* — depozite normal consolidate (NC); *4* — depozite supraconsolidate (SC) [41].

cese de eroziune. Detensionarea acestora este însoțită de creșterea conținutului în apă; cîștigul în umiditate, prin decomprimare, este, de regulă, mai mic decît reducerea umidității în procesul de consolidare. Astfel, deși sarcina geologică în situațiile (1) și (3) este, astăzi, aceeași, umiditatea naturală a depozitelor supraconsolidate este mai redusă, proprietățile lor fizico-mecanice fiind superioare.

În literatura geologică-inginerească, pentru definirea într-un context mai larg al influenței vîrstei geologice asupra proprietăților fizico-mecanice ale rocilor sedimentare, se folosesc, cu frecvență crescîndă, noțiunile de *rocă de bază* și *formațiunea acoperitoare* [22]. Formațiunea acoperitoare este cuaternară iar roca de bază este mai veche decît cuaternarul.

În figura 4.8 se prezintă comportarea efort-deformație caracteristică și modificarea presiunii din pori în timpul forfecării, în testul triaxial, a depozi-

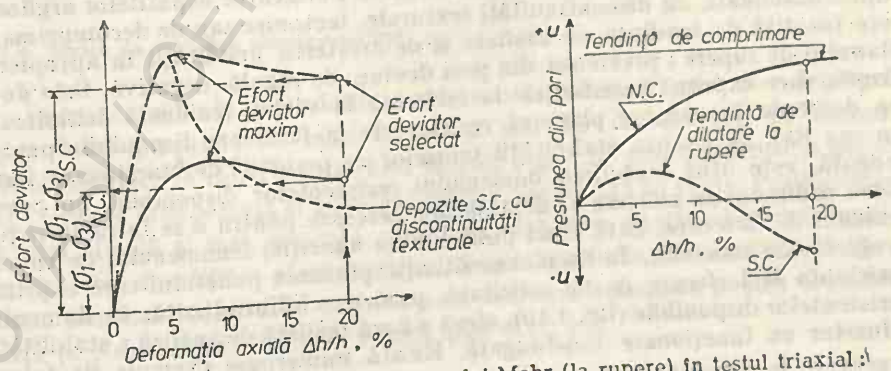


Fig. 4.8. Un criteriu de selectare a cercului Mohr (la rupere) în testul triaxial:
NC — depozite normal consolidate; *SC* — depozite supraconsolidate.

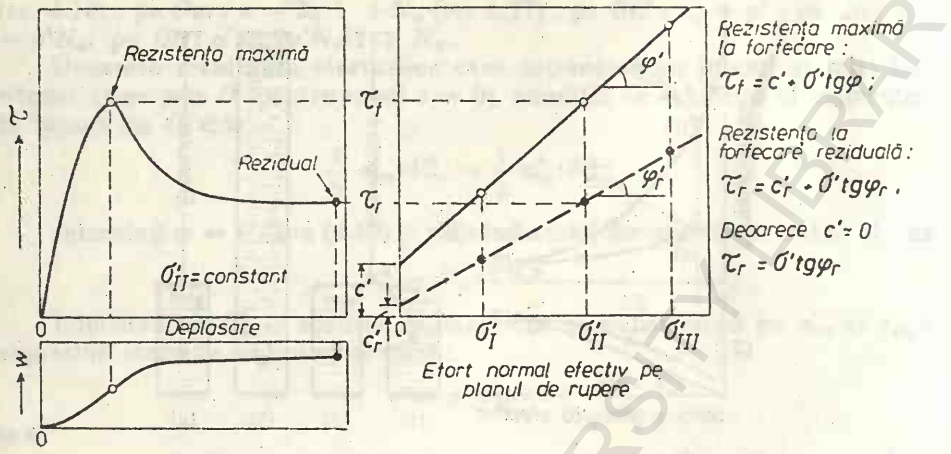
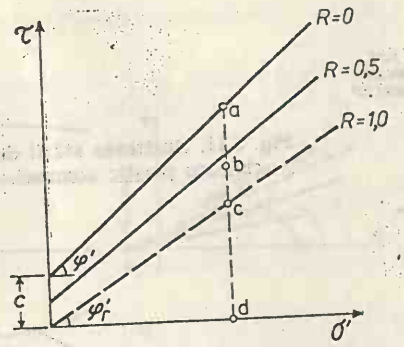


Fig. 4.9. Forfecarea depozitelor supraconsolidate cu discontinuități texturale (în caseta de forfecare) [41].

telor normal consolidate și supraconsolidate. După verificarea rezistențelor reziduale — de regulă în caseta de forfecare — și a sensitivității depozitelor considerate, se trece la alegerea rezistenței la forfecare pentru calcul, ținîndu-se seamă de importanța construcției și de mărimea perioadei de funcționare.

În situațiile în care forfecarea se face după un model apropiat de cel plastic, sensitivitatea este mică ($S < 2$), iar rezistențele reziduale sînt apropiate de cele maxime, se recomandă alegerea efortului deviator (cercul Mohr la rupere) corespunzător unei deformații axiale de 15—20% (în testul triaxial), indiferent de perioda pentru care sînt proiectate taluzele. Aceste condiții sînt, de regulă, îndeplinite întotdeauna de depozitele psamo-pelitice compactate din corpul digurilor și barajelor de pămînt.

Pentru majoritatea depozitelor supraconsolidate, forfecarea, în caseta de forfecare, se face după modelul prezentat în figura 4.9. Atingerea regimului rezidual de forfecare se poate face rapid, imediat după depășirea rezistenței maxime, sau gradat, necesitînd deplasări mari. Forfecarea depozitelor argiloase supraconsolidate, cu discontinuități texturale, tectonice sau de decomprimare, este însoțită de tendința de umflare și de creșterea umidității în apropierea planului de rupere ; presiunea din pori devine, de regulă, negativă. Cele două drepte care exprimă rezistențele la forfecare la vîrf și reziduală delimitează un domeniu în care se plasează rezistențele la forfecare disponibile pentru un caz dat. În analiza stabilității taluzelor cu perioadă de funcționare îndelungată, este utilă stabilirea domeniului rezistențelor disponibile, cu precizarea ordinului de mărime al deplasărilor necesare pentru a se intra în regim rezidual de forfecare, dată fiind posibilitatea apariției fenomenului de rupere progresivă a taluzului. În asemenea situații, plasarea punctului care exprimă rezistența la forfecare medie solicitată, pentru echilibru-limită, în domeniul rezistențelor disponibile (fig. 4.10), oferă o bază realistă de analiză a stabilității taluzelor cu funcționare îndelungată. Există numeroase exemple de taluze executate în depozite supraconsolidate, inițial stabile, care au alunecat după



Factorul rezidual [41]:

$$R = \frac{\tau_f - \tau_e}{\tau_f - \tau_r}$$

sau

$$\tau_e = R\tau_r + (1-R)\tau_f$$

Fig. 4.10. Compararea rezistenței la forfecare medie solicitată (pentru echilibru limită) cu rezistența la forfecare disponibilă: *a* — rezistența maximă la forfecare; *b* — efortul de forfecare mediu solicitat. *c* — rezistența la forfecare reziduală; *d* — efort unitar normal efectiv (mediu) pe suprafața critică de alunecare.

diferite perioade de timp (10—50 ani). Din situațiile înregistrate [41], se deduce că factorul rezidual R (fig. 4.10) la rupere are cel mai adesea valori cuprinse între 0,5 și 0.8. Stabilirea valorilor lui R trebuie făcută pentru fiecare caz în parte, în funcție de condițiile concrete existente.

Depozitele argiloase supraconsolidate cu un conținut în apă apropiat de limita de plasticitate sînt, de regulă, insensitive, deoarece fenomenul de tixotropie este neglijabil la o asemenea umiditate, iar prezența unei microstructuri metastabile este puțin probabilă după presiunile mari din perioada de consolidare.

Nisipurile fine, nisipurile prăfoase și argilele ultrasensitive încercate în testul triaxial nedrenat au comportări caracteristice: la atingerea unei anumite valori a efortului deviator, microstructura lor cedează instantaneu (au comportare clastică), iar presiunea din pori crește rapid. Creșterea bruscă a presiunii din pori poate fi o caracteristică predominantă a mecanismului de rupere în asfel de depozite.

4.1.1.4. Starea de echilibru plastic-nominal

În toate analizele de stabilitate este necesar să se dispună de o legătură logică între proprietățile materialului și relațiile deduse într-un anumit sistem mecanic. În cazul echilibrului plastic, legătura dintre eforturi și deformații trebuie interpretată și adaptată pentru fiecare caz în parte. Posibilitatea cea mai simplă și mai generală constă în stabilirea relației efort-deformație pentru *starea de echilibru plastic nominal*. Se poate afirma că există un echilibru plastic nominal atunci cînd rezistența la forfecare solicitată pentru echilibru limită (τ_e) este exprimată prin relația (fig. 4.11, *a*):

$$\tau_e = \frac{\tau_f}{F_e} = c_e + \sigma \operatorname{tg} \varphi_e \qquad (4.21)$$

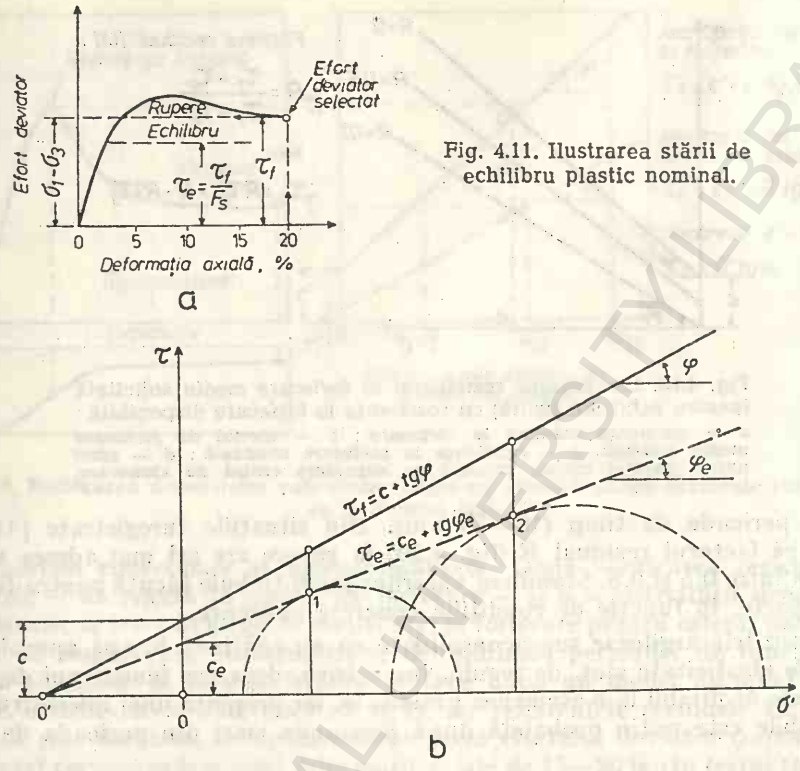


Fig. 4.11. Ilustrarea stării de echilibru plastic nominal.

în care $\tau_f = c + \sigma \operatorname{tg} \varphi$ este rezistența la forfecare disponibilă ; F_s — coeficientul de siguranță în raport cu rezistența la forfecare, iar $c_e = c/F_s$ și $\operatorname{tg} \varphi_e = \operatorname{tg} \varphi/F_s$ sînt coeziunea și unghiul de frecare interioară solicitate pentru echilibru limită.

Dacă gradul de mobilizare a rezistențelor coezive și de fricțiune este același, atunci dreptele τ_f și τ_e au un punct comun de intersecție cu axa absciselor O'.

Folosirea corectă a relației (4.21) implică necesitatea calculării factorului de siguranță în fiecare punct al suprafeței de alunecare. De regulă, în rezolvarea problemelor de stabilitate, se folosește valoarea medie caracteristică pentru F_s. În figura 4.11 se prezintă două cercuri ale eforturilor, în două puncte oarecare ale suprafeței de alunecare ; punctele de tangență *1* și *2* definesc dreapta τ_e și valoarea lui F_s (constant).

4.1.1.5. Diagrama efort-deformație-rezistență

Întrucît diagrama efort-deformație nu dă indicații directe, N. Jambu, 1968 propune ca rezultatele testelor de forfecare să fie reprezentate printr-un grafic simplu și expresiv. În figura 4.12 se prezintă rezultatul unui test (consolidare test triaxial nedrenat) cu măsurarea presiunii din pori în timpul

BCU CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

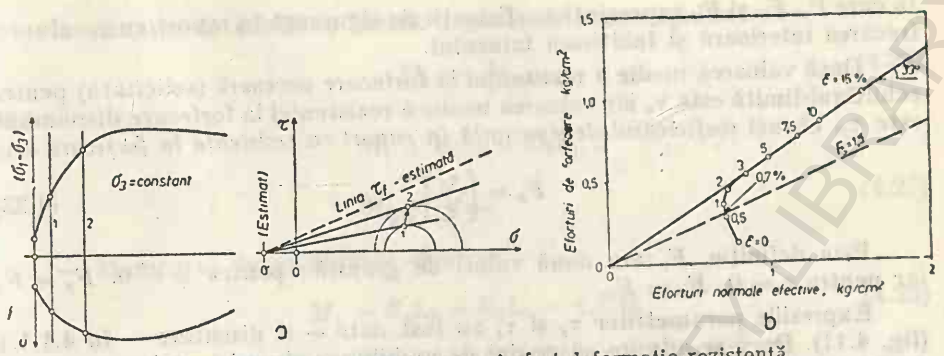


Fig. 4.12. Construirea diagramei efort-deformație-rezistență.

forfecării. Prin trasarea tangentei comune la două sau mai multe cercuri exprimînd starea eforturilor la rupere, se găsește poziția punctului *O*. Pentru o deformație verticală $\varepsilon = 0{,}5\%$, de exemplu, cunoscînd σ_1' și σ_3', se poate trasa cercul eforturilor efective. Ducînd prin punctul *O'* o tangentă la acest cerc, se determină punctul *1* pentru care se poate calcula F_s corespunzător. Acum cercul poate fi șters păstrînd numai punctul *1*. În mod asemănător se determină poziția punctului *2* ($\varepsilon = 1{,}5\%$) și se calculează valoarea corespunzătoare pentru F_s. Alegînd diferite valori pentru ε, și procedînd în același fel se obține o diagramă de tipul celei prezentată în figura 4.12. Exemplul prezentat în figura 4.12 corespunde unui test triaxial (consolidare-test nedrenat) executat pe o argilă nisipoasă, normal consolidată. Parametrii de rezistență determinați au fost: $c = 0$ și $\varphi = 33°$. Se observă că după o deformare axială de circa 3% s-a intrat în regim de forfecare plastică.

Dacă se trasează acum dreapta τ_e corespunzătoare lui $F_s = 1{,}5$ ea intersectează „curba vectorială" în punctul cu $\varepsilon \approx 0{,}7\%$. Altfel spus, în testul considerat, pentru realizarea unei deformații axiale de 0,7% a fost necesară crearea unei stări nominale a eforturilor corespunzătoare unui factor de siguranță $F_s = 1{,}5$.

Folosirea diagramei efort-deformație-rezistență permite urmărirea comportării depozitelor înainte, în timpul și după producerea ruperii. Această formă concentrată de reprezentare poate fi folosită pentru controlarea (prin comparație) al rezultatelor obținute pe diferite probe din cadrul aceluiași complex litologic.

4.1.1.6. Coeficientul de siguranță

Pentru a putea aprecia stabilitatea unui taluz, acesta este adus, imaginar, în situație de echilibru limită, stare pentru care poate fi aplicată legea lui Coulomb. Pentru starea de echilibru limită, pot fi determinate următoarele valori critice: c_e, φ_e și H_e. Dacă valorile disponibile ale coeziunii și frecării interioare sînt c și φ, iar înălțimea reală a taluzului este H, atunci pot fi scrise rapoartele

$$F_c = \frac{c}{c_e}; \quad F_\varphi = \frac{\operatorname{tg}\varphi}{\operatorname{tg}\varphi_e}; \quad F_H = \frac{H}{H_e} \tag{4.22}$$

în care F_c, F_φ și F_H reprezintă coeficienții de siguranță în raport cu coeziunea, frecarea interioară și înălțimea taluzului.

Dacă valoarea medie a rezistenței la forfecare necesară (solicitată) pentru echilibrul-limită este τ_e iar valoarea medie a rezistenței la forfecare disponibilă este τ_f, atunci *coeficientul de siguranță în raport cu rezistența la forfecare* este

$$F_s = \left(\frac{\tau_f}{\tau_e}\right)_{min} \tag{4.23}$$

Prin definiție, F_s are două valori de graniță: pentru $\varphi = 0$, $F_s = F_c$ iar pentru $c = 0$, $F_s = F_\varphi$.

Expresiile parametrilor τ_f și τ_e au fost date — și discutate — în 4.1.1.4 (fig. 4.11). Dacă se admite că gradul de mobilizare al rezistențelor coezive și de fricțiune este același, atunci

$$F_s = F_c = F_\varphi = \frac{\tau_f}{\tau_e} = \frac{c}{c_e} = \frac{\operatorname{tg}\varphi}{\operatorname{tg}\varphi_e} \tag{4.24}$$

În unele procedee de analiză a stabilității, care admit existența unei suprafețe de alunecare cilindrică, se exprimă coeficientul de siguranță pornind de la echilibrul momentelor față de centrul de rotație. Din figura 4.13 se deduc următoarele mărimi

— Momentul de rezistență total:

$$M_{rt} = M_r + G_2 L_2$$

— Momentul forțelor de rezistență interioară:

$$M_r = \tau_f L R, \tag{4.25}$$

în care rezistența la forfecare medie disponibilă poate fi exprimată prin:

$$\tau_f = c + \frac{1}{L}\int_0^L \sigma \operatorname{tg}\varphi \cdot dL$$

— Momentul de mobilizare total:

$$M_{mt} = G_1 L_1$$

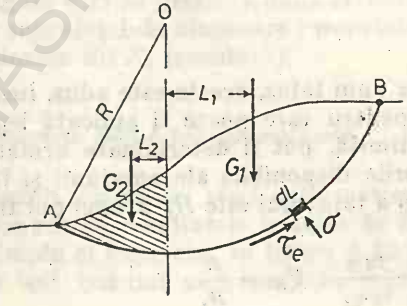


Fig. 4.13. Definirea coeficientului de siguranță.

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

În situația de echilibru limită, trebuie să existe egalitatea :

$$M_{rl} = M_{ml} \tag{4.26}$$

sau :

$$M_r + G_2 L_2 = G_1 L_1 \ ,$$

$$M_r = M_{me}. \tag{4.27}$$

— Momentul de mobilizare efectiv :

$$M_e = G_1 L_1 - G_2 L_2 = \tau_e L R, \tag{4.28}$$

în care τ_e este rezistența medie solicitată pentru echilibru limită.

Relația (4.27) sugerează posibilitatea exprimării coeficientului de siguranță în funcție de momentele forțelor care intervin în echilibru, prin raportul

$$F_M = \left(\frac{M_r}{M_{me}}\right)_{min} \tag{4.29}$$

care, ținînd seamă de (4.25) și (4.28), devine :

$$F_M = \frac{\tau_f L R}{\tau_e L R} = \left(\frac{\tau_f}{\tau_e}\right)_{min}$$

Se constată că relațiile (4.23) și (4.29) conduc la rezultate identice.

Un procedeu direct pentru definirea (și calcularea) coeficientului de siguranță a fost propus de A. Casagrande (1950), cunoscut sub numele de *„înfășurătoarea rezistențelor"* (solicitate pentru echilibru limită). În figura 4.14, *a* se prezintă o suprafață de rupere cilindrică într-un taluz cu dimensiuni cunoscute. Pentru arcul circular considerat se determină rezistența la forfecare solicitată pentru starea de echilibru limită (τ_e) și efortul unitar normal mediu (σ_m). În coordonate $\sigma - \tau$ se obține un punct pentru fiecare arc încercat (fig. 4.14, *c*). Investigarea cîtorva arce cu centrele plasate pe o verticală (fig. 4.14, *b*) conduce la obținerea unui set de puncte — în coordonate $\sigma_m - \tau_e$ care se înscriu pe o curbă continuă. În figura 4.14, *c* sînt prezentate trei astfel de curbe. Înfășurătoarea acestor curbe exprimă rezistențele solicitate pentru echilibru limită în cazul considerat. În figura 4.14, *d* sînt suprapuse, pe aceeași diagramă, curba rezistențelor solicitate pentru echilibru limită și linia (sau curba) care exprimă rezistențele la forfecare medii disponibile. Coeficientul de siguranță se obține prin compararea ordonatelor celor două curbe :

$$F_s = \frac{y_1}{y_2} \tag{4.30}$$

După cum se observă, prin acest procedeu determinarea coeficientului de siguranță se face fără a fi necesară explicitarea parametrilor φ și c de rezistență ai rocii.

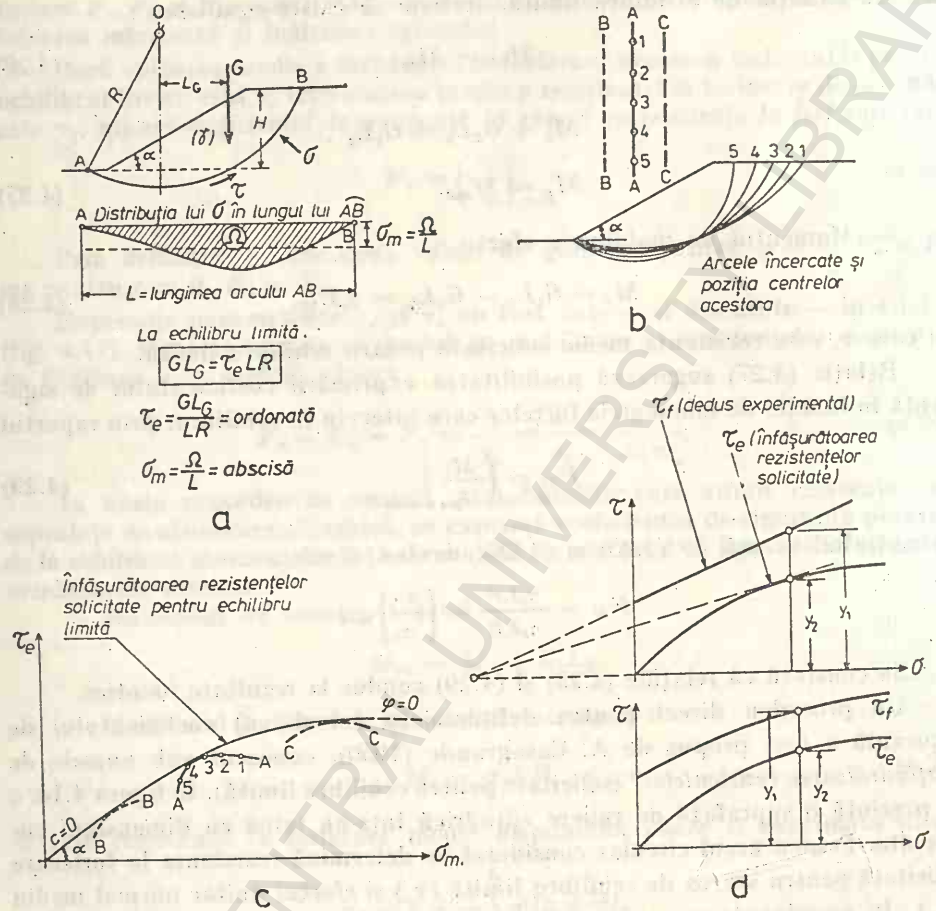


Fig. 4.14. Ilustrarea procedeului „Înfășurătoarea rezistențelor" [51].

4.1.1.7. Estimarea mărimii și influenței presiunii din pori

Stabilitatea taluzelor naturale și artificiale poate fi influențată în mare măsură de mărimea și distribuția presiunii din pori.

a. *Presiunea din pori este independentă de situația eforturilor.* În toate cazurile în care taluzele naturale sau construcțiile din pământ urmează să funcționeze perioade lungi de timp, este indicat ca analizele de stabilitate să fie efectuate în funcție de eforturile efective. Valoarea presiunii din pori se deduce din spectrul hidrodinamic al curentului acvifer-estimat în funcție de elementele impuse prin proiect sau determinat prin măsurători directe în teren. Se ia în considerare situația cea mai defavorabilă.

(*i*) Presiunea din pori este de natură hidrostatică.

BCU / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

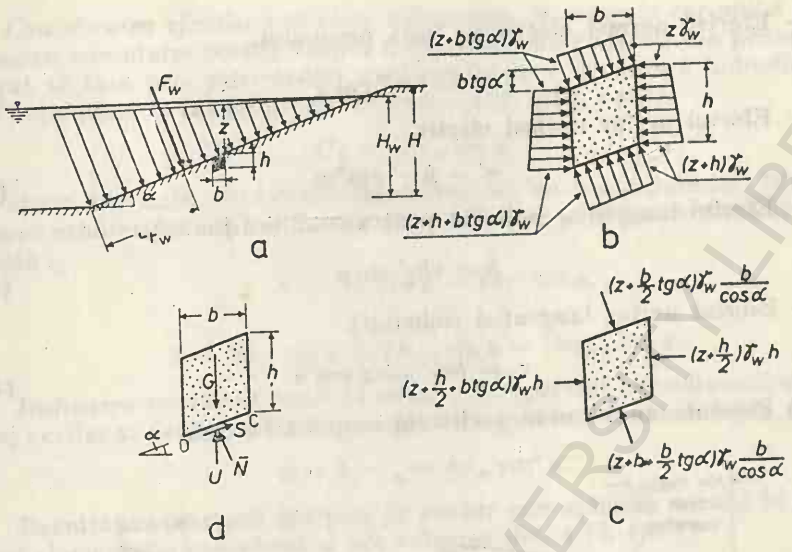


Fig. 4.15. Presiunea din pori este de natură hidrostatică :
a — rezultanta presiunii hidrostatice pe suprafața unui taluz ; *b* și *c* — repartiția și rezultantele presiunii din pori pe contur ; *d* — forțele care intervin în echilibru.

Din figura 4.15, *a* se deduce valoarea și poziția rezultantei presiunii hidrostatice pe suprafața unui taluz submers :

$$F_w = \frac{1}{2}\gamma_w H_\omega^2 \frac{1}{\sin\alpha}; \tag{4.31}$$

$$L_{F\omega} = \frac{1}{3}\frac{H_w}{\sin\alpha}. \tag{4.32}$$

În figura 4.15, *b* și *c* se prezintă repartiția și rezultanta presiunii din pori pe conturul unui element de volum dintr-un taluz submers. În cazul analizat, pentru simplificare s-a folosit un element cu geometrie simplă. Concluziile ce vor fi deduse pentru acest caz particular rămîn însă valabile indiferent de geometria volumului considerat. În figura 4.15, *b* se prezintă dispoziția presiunii din pori pe contur. Din considerarea echilibrului pe orizontală și verticală al rezultantelor presiunii din pori (fig. 4.15, *c*), se deduce că rezultanta totală a presiunii hidrostatice are o componentă orizontală nulă și una verticală egală cu greutatea volumului de apă dislocuit de elementul considerat. În figura 4.15, *d* se prezintă forțele care intervin în echilibru și anume :

— Rezultanta presiunii din pori pe contur,

$$U = bh\gamma_w. \tag{4.33}$$

— Greutatea în stare inundată,

$$G' = G_{sat} - U = b \cdot h \cdot \gamma_{sat} - bh\gamma_w = bh\gamma'. \tag{4.34}$$

— Efortul normal efectiv pe baza prismului,

$$N' = bh\gamma' \cos \alpha \tag{4.35}$$

— Efortul unitar normal efectiv,

$$\sigma' = h \cdot \gamma' \cos^2 \alpha \tag{4.36}$$

— Efortul tangențial (solicitat pentru echilibru limită),

$$S = bh\gamma' \sin \alpha \tag{4.37}$$

— Efortul unitar tangențial (solicitat),

$$\tau_e = bh\gamma' \sin \alpha \cos \alpha \tag{4.38}$$

(*ii*) Prezența unui curent acvifer în corpul taluzului.

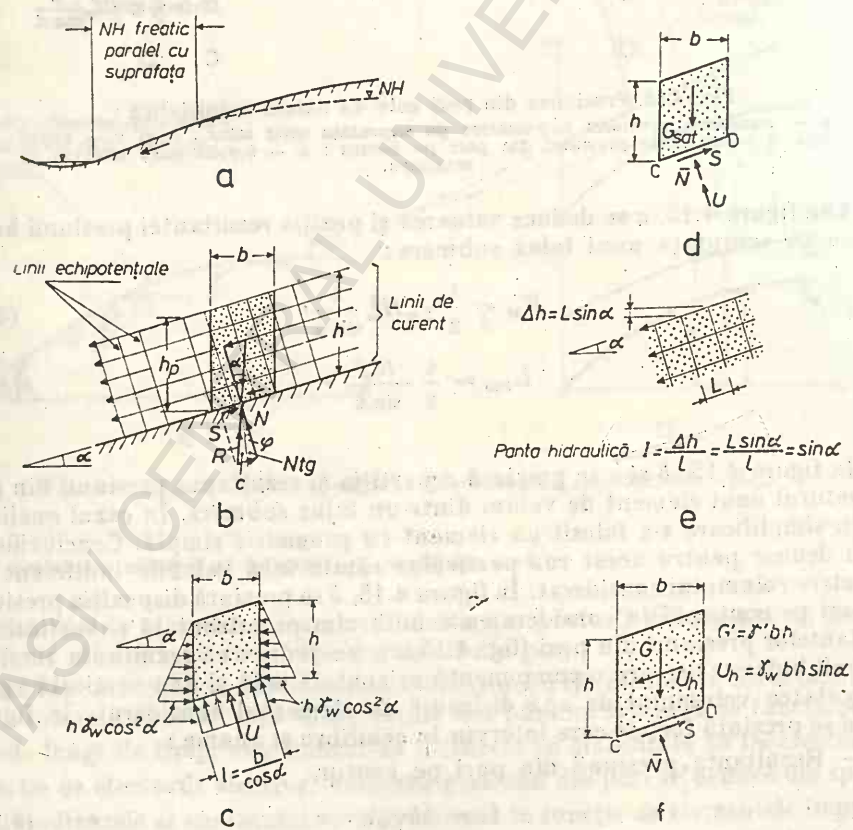


Fig. 4.16. Evaluarea presiunii din pori în prezența unui curent acvifer aproximativ paralel cu suprafața taluzului :

a și *b* — curent acvifer aproximativ paralel cu suprafața taluzului ; *c* — deducerea rezultantei totale pe contur.

d, *e*, *f* — considerarea efectelor interioare determinate de prezența curentului acvifer.

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Considerarea efectelor interioare determinate de prezența curentului acvifer. Acțiunea curentului acvifer asupra fiecărei granule minerale din prismul considerat se face prin intermediul unei componente de natură hidrodinamică, care acționează în lungul liniilor de curent (fig. 4.16, *e* și *f*) :

$$U_h = bh\gamma_w \sin \alpha, \tag{4.39}$$

și a alteia, verticală, dată de efectul submersiei, analizată anterior. Din considerarea echilibrului după o direcție perpendiculară și respectiv paralelă cu *CD*, rezultă :

$$N' = G' \cos \alpha = bh\gamma' \cos \alpha \tag{4.40}$$

și

$$S = bh\gamma' \sin \alpha + bh\gamma_w \sin \alpha = bh\gamma_{sat} \sin \alpha \tag{4.41}$$

Deducerea rezultantei totale pe contur. Din spectrul hidrodinamic al curentului acvifer se deduce valoarea presiunii din pori la adîncimea *h* (fig. 4.16, *b*) :

$$u = h_p \cdot \gamma_w = h\gamma_w \cos^2 \alpha. \tag{4.42}$$

Rezultanta presiunii din pori pe contur este aplicată normal în mijlocul bazei elementului considerat și are valoarea (fig. 4.16, *c*) :

$$U = u \cdot \frac{b}{\cos \alpha} = bh\gamma_w \cos \alpha \tag{4.43}$$

În figura 4.16, *d* se prezintă forțele care intervin în echilibru, și anume :

— Efortul normal total pe baza prismului,

$$N = G_{sat} \cos \alpha = bh\gamma_{sat} \cos \alpha$$

— Efortul normal efectiv pe baza prismului,

$$N' = N - U = bh\gamma' \cos \alpha \tag{4.44}$$

— Efortul tangențial (solicitat),

$$S = G_{sat} \sin \alpha = bh\gamma_{sat} \sin \alpha \tag{4.45}$$

Comparînd rezultatele obținute prin cele două modalități de abordare a problemei, se constată că ele sînt identice (vezi relațiile 4.40 și 4.41 și respectiv 4.44 — 4.45). Se deduce că în prezența unui curent acvifer, rezultanta presiunii din pori pe contur se descompune, în interiorul volumului considerat, într-o componentă în lungul liniilor de curent (efect hidrodinamic) și alta verticală (efectul submersiei). Se reține următoarele observații cu caracter practic : 1) dacă în calculul greutății prismului, plasat sub nivelul hidrostatic, se folosește greutatea volumetrică în stare submersă, atunci în analiza echilibrului trebuie considerată rezultanta efectului hidrodinamic ; 2) dacă în calculul greutății se folosește greutatea volumetrică în stare saturată (totală), atunci în analiza echilibrului trebuie considerată rezultanta totală a presiunii din pori pe contur.

Pentru majoritatea problemelor de stabilitate a taluzurilor este preferabilă folosirea rezultantei totale pe contur pentru aprecierea influenței presiunii din pori.

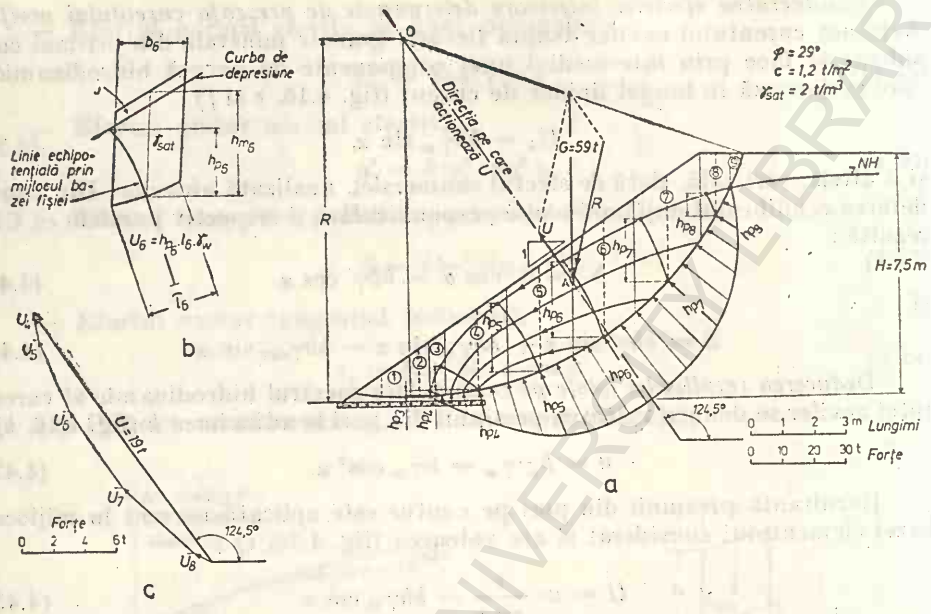


Fig. 4.17. Determinarea grafică a rezultantei presiunii din pori pe conturul suprafeței de alunecare:

a — spectrul hidrodinamic al curentului acvifer și distribuția presiunii din pori pe conturul arcului încercat; *b* — rezultanta presiunii din pori pe baza fîșiei 6; *c* — soluția grafică pentru determinarea rezultantei totale pe conturul arcului încercat.

În figura 4.17 este ilustrată folosirea rezultantei totale pe contur pentru cazul unui taluz care cantonează un curent acvifer drenat la baza acestuia, situație des întîlnită în practică. Se fac următoarele observații:

— Înălțimea piezometrică corespunzătoare mijlocului bazei fiecărei fîșii se consideră ca medie pentru întreaga fîșie. Precizia calculului crește prin mărirea numărului de fîșii convenționale în care este împărțit prismul de alunecare.

— În calculul greutății fîșiilor se folosește greutatea volumetrică în stare naturală deasupra curbei de depresiune și greutatea volumetrică în stare saturată pentru porțiunea cuprinsă între nivelul hidrostatic și suprafața de alunecare.

— Rezultanta totală a presiunii din pori pe contur, în cazul admiterii unei suprafețe de alunecare cilindrice, trece prin centrul arcului încercat. În cazul de față, rezultanta $U = 19$ t și formează cu orizontala un unghi de 124,5° (fig. 4.17, *c*).

— Greutatea totală ($G = 59$ t) acționează pe o verticală plasată la 5,07 m în dreapta centrului de rotație (vezi aplicația 4.1.2.3 a).

— Rezultanta forțelor G și U trebuie să treacă prin punctul A (fig. 4.17, *a*). Din poziția rezultantei R se deduce efectul negativ al prezenței curentului acvifer în corpul taluzului.

Determinarea componentelor verticale și orizontale ale rezultantei totale pe contur. Se consideră un volum dintr-o rocă permeabilă, cu contur arbitrar,

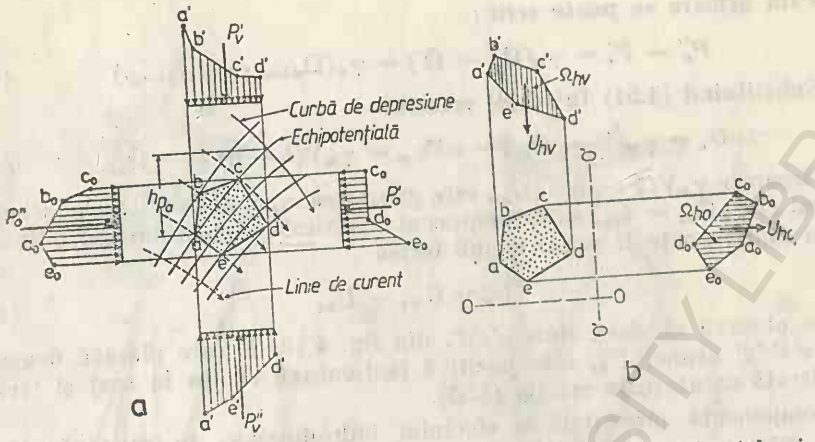


Fig. 4.18. Metodă grafică pentru determinarea componentei orizontale și verticale a presiunii din pori pe contur:
a — diagrama presiunii din pori pe contur; *b* — componenta verticală și orizontală a rezultantei totale pe contur.

traversat de un curent acvifer. În figura 4.18, *a* sînt arătate diagramele presiunii orizontale și verticale exercitată de apa din jur asupra celei existente în interiorul volumului considerat. Este evident că eforturile transmise de apa din jur acționează în final asupra scheletului mineral. Dacă notăm cu R reacțiunea scheletului mineral (R_v și R_0 fiind componentele verticale și orizontale ale acesteia), atunci echilibrul dinamic al apei conținută în porii volumului *abcd*, neglijînd forțele de inerție, este dat de relațiile

$$R_v = -(P''_v - P'_v - G_{wp}) = -(P''_v - P'_v - nV\gamma_w); \qquad (4.46)$$

$$R_0 = -(P''_0 - P'_0); \qquad (4.47)$$

în care P''_v, P'_v, și P''_0, P'_0 sînt rezultantele presiunii verticale și orizontale, pe o parte și alta a volumului considerat (fig. 4.18, *a*); V este volumul $abcd = \Omega_{abcd}$ (în coordonate bidimensionale); G_{wp} este greutatea apei conținută în porii volumului V; n este porozitatea naturală.

Componentele verticale și orizontale ale rezultantei totale a presiunii din pori pe conturul *abcd* vor fi:

$$U_v = -R_v = P''_v - P'_v - nV\gamma_w; \qquad (4.48)$$

$$U_0 = -R_0 = P''_0 - P'_0. \qquad (4.49)$$

Prin considerarea înălțimilor piezometrice (cotelor) față de un plan orizontal oarecare și suprapunerea acestora pe aceeași diagramă, se obține fig. 4.18, *b*. Liniile de referință *OO* și *O'O'* sînt arbitrare. Din fig. 4.18, *b* se deduce că

$$P''_v = \Omega''\gamma_w \text{ și } P'_v = \Omega'\gamma_w, \qquad (4.50)$$

unde Ω'' este suprafața *a'e'd'dea*, iar Ω' este suprafața *a'b'c'd'dcba*.

Prin urmare se poate scrie:

$$P''_v - P'_v = \gamma_w(\Omega'' - \Omega') = \gamma_w(\Omega_{abcd} - \Omega_{a'b'c'd'}) \tag{4.51}$$

Substituind (4.51) în (4.46) rezultă:

$$U_v = \gamma_w(V - \Omega_{hv}) - nV\gamma_w = \gamma_w V(1 - n) - \gamma_w\Omega_{hv}. \tag{4.52}$$

Deoarece $\gamma_w V(1 - n) = G_{ws}$ este greutatea apei dislocuită de scheletul mineral și $\gamma_w\Omega_{hv} = U_{hv}$ este componenta verticală a efectului hidrodinamic, relația (4.52) poate fi scrisă și sub forma

$$U_v = G_{ws} - U_{hv} \tag{4.53}$$

Se observă că dacă linia $a'e'd'$, din fig. 4.18, *b*, este plasată deasupra liniei $a'b'c'd'$ atunci U_{hv} este pozitivă (acționează de jos în sus) și trebuie considerată ca atare în relația (4.53).

Componenta orizontală a efectului hidrodinamic, în concordanță cu (4.47), este

$$U_0 = U_{h0} = \gamma_w\Omega_{h0}, \tag{4.54}$$

în care: $\Omega_{h0} = \Omega_{a_0b_0c_0d_0}$ (fig. 4.18, *b*).

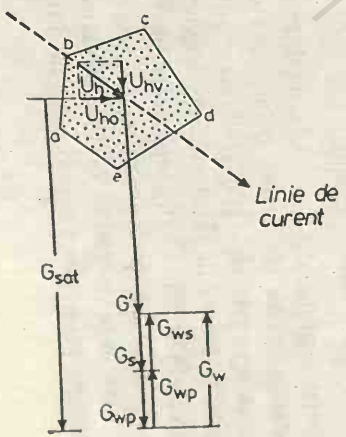
Din relațiile 4.53 și 4.54 derivă concluzia că volumele de roci aflate sub nivelul hidrostatic, în condițiile prezenței unui curent acvifer, trebuie considerate mai întîi în stare inundată și după aceea se ia în considerare efectul hidrodinamic. Această observație a mai fost formulară anterior.

Semnificația relațiilor (4.53) și (4.54) este sintetizată în fig. 4.19.

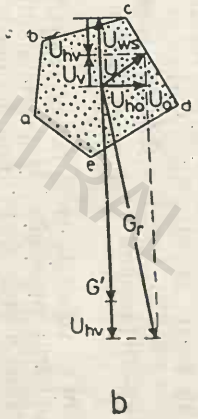
Pentru a putea determina componentele acțiunii curentului acvifer ar trebui să cunoaștem distribuția presiunii din pori în corpul taluzului. În multe situații, necunoașterea exactă a spectrului hidrodinamic complică analizele de stabilitate. În asemenea situații, pentru majoritatea cazurilor practice este preferabilă admiterea unor aproximații simplificatoare. Astfel, dacă se admite că distribuția presiunii din pori în masa taluzului are o variație lineară, în majoritatea cazurilor erorile introduse nu sînt semnificative [18]. Linia piezometrică corespunzătoare se obține unind cu o linie dreaptă punctele *a* și *b* respectiv *a* și 4' (fig. 4.20). Avînd în vedere cele de mai sus, la calcularea greutății prismului, sau a fîșiilor în care acesta este împărțit convențional, este necesar să fie folosite următoarelor greutăți volumetrice: 1) greutatea volumetrică în stare naturală deasupra nivelului hidrostatic; 2) greutatea volumetrică în stare inundată (submersă) pentru depozitele plasate între curba de depresiune (lineară) și suprafața de alunecare; greutatea volumetrică în stare saturată pentru depozitele existente între curba de depresiune naturală și linia piezometrică imaginară. Dacă nivelul piezometric linear (imaginar) este plasat deasupra curbei de depresiune reală, atunci pentru depozitele plasate între acestea se folosește o greutate volumetrică artificială (de compensare):

$$\gamma = \gamma_d - \gamma_w \tag{4.55}$$

în care γ_i este greutatea volumetrică în stare uscată. De asemeni, în calculul greutății mai trebuie luată în considerare greutatea apei din zona cuprinsă



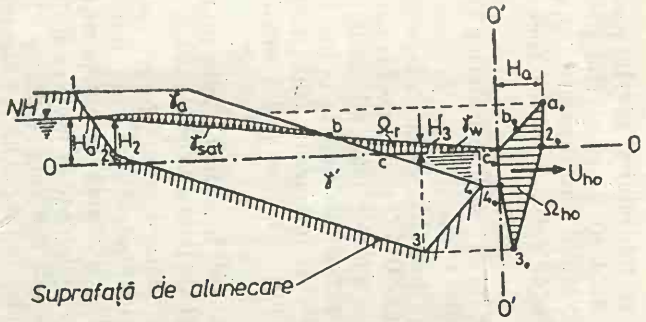
a



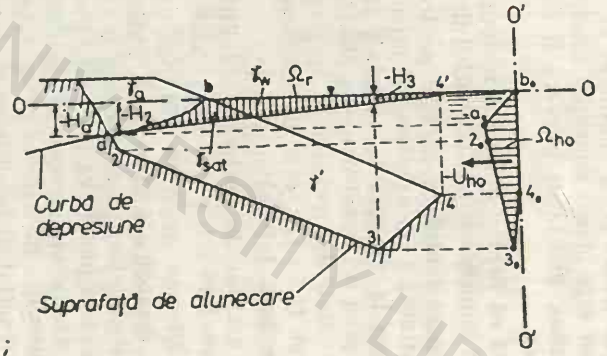
b

Fig. 4.19. Acțiunea curentului acvifer:
a — sistemul de forțe care intervin în echilibru; *b* — rezultanta presiunii din pori (U) și a greutății (G_r).

$U_h = I \cdot \gamma_w \cdot V$ = *rezultanta efectului hidrodinamic;*
$G_s = \gamma_d \cdot V = \gamma_s (1-n) \cdot V$ = *greutatea scheletului mineral;*
$G_{wp} = \gamma_w \cdot n \cdot V$ = *greutatea apei din pori;*
$G_{ws} = \gamma_w \cdot V (1-n)$ = *greutatea apei dislocuită de scheletul mineral;*
$G_w = \gamma_w \cdot V$ = *greutatea apei dislocuită de volumul V.*



a



b

Fig. 4.20. Precizarea componentelor acțiunii curentului acvifer.

BCU IAȘI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

între nivelul liber al rezervorului existent la baza taluzului și nivelul piezometric linear trasat (vezi suprafața Ω_r din fig. 4.20, *a*). Dacă nivelul piezometric linear este plasat deasupra nivelului rezervorului, sau deasupra suprafeței terenului, greutatea apei va fi considerată cu semnul minus (pentru compensare).

Rezultă că pentru aplicarea metodologiei de lucru stabilită anterior este suficient să cunoaștem poziția curbei de depresiune reală.

Se remarcă faptul, important pentru aplicații practice, că suprafața Ω_{h0} poate fi obținută prin așezarea pe orizontală (linia $O'-O'$ se alege arbitrar) la stînga sau la dreapta taluzului, a diferențelor cotelor (sau adîncimilor) față de un plan orizontal oarecare $O-O$, pentru perechi de puncte opuse ale conturului volumului considerat, plasate pe aceeași orizontală (fig. 4.20). Sensul forței $U_0 = U_{h0}$ este dat de sensul de curgere a curentului acvifer cantonat în masa taluzului.

Există metode de analiză a stabilității taluzelor în care U_0 este luată în considerare fără a fi necesară precizarea poziției spațiale a acesteia.

b. *Modificarea presiunii din pori datorită schimbării stării de eforturi.* În practica geologică inginerească, există numeroase situații în care modificarea stării de eforturi se face cu o rată mult mai rapidă în comparație cu timpul necesar pentru ca presiunea din pori să se adapteze la noile condiții de eforturi. De regulă, fenomenul este legat de argile sau roci argiloase. În asemenea situații, este necesar să se stabilească variația probabilă a presiunii din pori ca rezultat al modificării stării de eforturi. Se amintesc următoarele situații tipice : analiza stabilității barajelor și digurilor fundate pe depozite argiloase, în perioada de construcție și după aceea (de regulă, se cunoaște starea inițială a presiunii din pori) ; stabilitatea digurilor și barajelor din pămînt în perioada de construcție și în timpul coborîrii rapide a nivelului apei din lac; aprecierea modificării presiunii din pori în perioada de excavare a pantelor naturale.

În asemenea situații, cînd se cunoaște cu suficientă exactitate evoluția probabilă a eforturilor, schimbările probabile ale presiunii din pori pot fi estimate cu ajutorul parametrilor A și B ai presiunii din pori.

Parametrii A și B ai presiunii din pori. În probleme privind rezistența la forfecare a depozitelor în condiții nedrenate, legătura dintre variația presiunii din pori, determinată de modificarea eforturilor principale, este dată de relația (A. Skempton, 1954) :

$$\Delta u = B[\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)] \tag{4.56}$$

Parametrii A și B, pentru o probă dată, se determină experimental în testul triaxial, în funcție de modificarea eforturilor principale (în concordanță cu valorile reale ce urmează să apară în situațiile concrete studiate). Probele neturburate se aduc, mai întîi, la starea de eforturi în care existau în natură (se aplică efortul efectiv p în celulă — fig. 4.21). După aceea, de obicei în două etape, se aplică eforturile $\Delta\sigma_3$ și $\Delta\sigma_1$: mai întîi proba este supusă presiunii $\Delta\sigma_3$, uniform repartizată, după care este introdus efortul deviator $\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3$. Corespunzător acestor două stagii, presiunea din pori se va modifica, respectiv,

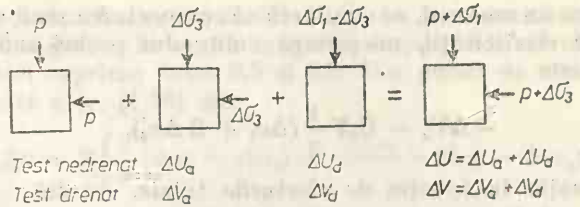


Fig. 4.21. Etapele aplicării eforturilor în testul triaxial standard.

cu Δu_a și Δu_d, astfel încît, la un moment dat, variația presiunii din pori datorită schimbării stării de eforturi devine :

$$\Delta u = \Delta u_a + \Delta u_d \tag{4.57}$$

Parametrul B. Creșterea presiunii efective la contactul granulelor în urma aplicării efortului total $\Delta\sigma_3$ în celulă este

$$\Delta\sigma' = \Delta\sigma_3 - \Delta u_a$$

Dacă se notează cu C_s și C_w coeficientul de compresibilitate al scheletului mineral și, respectiv, al fluidului din pori (apă și aer) și se observă că modificarea de volum a probei (a structurii minerale) se face în cea mai mare parte pe seama micșorării volumului porilor, atunci trebuie să existe egalitatea

$$C_w \cdot n \cdot V \cdot \Delta u_a = C_s \cdot V \cdot (\Delta\sigma_3 - \Delta u_a),$$

din care, prin rearanjarea termenilor, rezultă :

$$\Delta u_a (C_s + nC_w) = C_s \Delta\sigma_3$$

sau :

$$B = \frac{\Delta u_a}{\Delta\sigma_3} = \frac{1}{1 + n \cdot C_w / C_s} \tag{4.58}$$

Cum $\Delta\sigma_3$ și presiunea din pori corespunzătoare Δu_a se cunosc, valoarea parametrului B se poate calcula imediat după aplicarea efortului $\Delta\sigma_3$ în celulă.

Pentru depozite saturate, raportul C_w/C_s are valori apropiate de zero, deoarece compresibilitatea apei este neglijabilă în comparație cu aceea a scheletului mineral. Ca urmare, $B \approx 1$. Pentru depozite în stare uscată, valoarea raportului C_w/C_s tinde spre infinit, datorită marii compresibilități a aerului (din pori) comparativ cu aceea a scheletului mineral. În asemenea situații $B \approx 0$. Rezultă că, în cazul rocilor parțial saturate $0 < B < 1$. Depozitele argiloase-nisipoase cu umiditatea apropiată de cea optimă de compactare sînt caracterizate prin valori ale lui B cuprinse între 0,1 și 0,5.

Parametrul A. În perioada aplicării efortului deviator (de forfecare), în orice moment, cînd valoarea efortului deviator este $\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3$, presiunea din pori, determinată de acesta, este u_d, iar valorile eforturilor efective sînt

$$\Delta\sigma_1' = (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) - \Delta u_d$$

$$\Delta\sigma_3' = -\Delta u_d.$$

BCU CENTRALA UNIVERSITY LIBRARY

Dacă, pentru un moment, se consideră că comportarea rocii este în concordanță cu teoria elasticității, micșorarea volumului probei sub efectul eforturilor deviator este

$$-\Delta V_s = C_s V \frac{1}{3}(\Delta\sigma_1' + 2\Delta\sigma_3'),$$

sau, scriind ecuația în funcție de eforturile totale, rezultă

$$-\Delta V_s = C_s V \frac{1}{3}[(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) - 3\Delta u_d]$$

Egalînd modificarea de volum a scheletului mineral cu cea corespunzătoare volumului porilor, se obține

$$C_w \cdot n \cdot V \cdot \Delta u_d = C_s \cdot V \cdot \frac{1}{3}[(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) - 3\Delta u_d],$$

din care, prin rearanjarea termenilor, rezultă

$$\Delta u_d = \frac{1}{1 + nC_w/C_s} \cdot \frac{1}{3}(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3),$$

și, ținînd seamă de (4.57), se obține:

$$\Delta u_d = B \cdot \frac{1}{3}(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)] \tag{4.59}$$

Deoarece comportarea depozitelor argiloase este în concordanță cu teoria elasticității numai pentru intervale limitate de presiuni, pentru ca relația (4.59) să poată fi aplicată în toate situațiile, s-a introdus parametrul A, care, după cum se va vedea, poate fi determinat experimental pentru fiecare caz în parte. Relația (4.59) poate fi scrisă sub forma generală:

$$\Delta u_d = B \cdot A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) \tag{4.60}$$

Se observă că adunînd Δu_a, dedus din (4.58), cu Δu_d, conform cu (4.60) — vezi ((4.57) — se obține (4.56).

În testele triaxiale nedrenate sînt determinate direct valorile $\Delta\sigma_3$, Δu_a, $\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3$ și Δu. Cum B se poate calcula imediat după aplicarea eforturilor $\Delta\sigma_3$ — vezi (4.58) — relația (4.56) este avantajos să fie scrisă sub forma

$$\Delta u = B \cdot \Delta\sigma_3 + \bar{A}(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3), \tag{4.61}$$

în care singura necunoscută este $\bar{A}$. După calcularea valorii acestuia, se deduce valoarea parametrului A:

$$A = \frac{\bar{A}}{B} \tag{4.62}$$

Parametrul A, determinat la rupere, are valori cuprinse între $-0{,}5$ (pentru depozite argiloase puternic supraconsolidate) și 1,5 (pentru argile ultra sensitive). Pentru depozitele argiloase normal consolidate A este întot-

BCU IAȘI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

deauna pozitiv (valori frecvente de 0,5—1,0), iar pentru cele supraconsolidate este de regulă negativ. În argile nisipoase compactate se obţin, pentru A, la rupere, valori cuprinse între 0,2 şi 0,8. Din punct de vedere fizic, forma cea mai explicită a ec. (4.56) este

$$\Delta u = B\left[\frac{1}{3}(\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_3) + \frac{3A-1}{c}(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)\right] \qquad (4.63)$$

Se observă că pentru $A = 1/3$ (depozitele se comportă în concordanţă cu teoria elasticităţii), presiunea din pori depinde exclusiv de media eforturilor principale ; cînd $A \neq 1/3$ presiunea din pori este influenţată şi de efortul pur de forfecare (efortul deviator).

Pentru problema de stabilitate a taluzelor, ec. (4.56) este convenabil să fie scrisă sub forma :

$$\frac{\Delta u}{\Delta\sigma_1} = \bar{B} = B\left[1 - (1-A)\left(1 - \frac{\Delta\sigma_3}{\Delta\sigma_1}\right)\right]. \qquad (4.64)$$

Coeficientul general al presiunii din pori ($\bar{B}$) poate fi determinat direct în laborator, în funcţie de condiţiile particulare de eforturi, în fiecare din cazurile studiate.

Estimarea variaţiei presiunii din pori în diguri şi baraje de pămînt în perioada de construcţie. Dacă, pentru simplificare, se admite că disiparea presiunii din pori în perioada de construcţie este zero (situaţia cea mai defavorabilă), valoarea presiunii din pori depinde numai de modificarea stării de eforturi. Parametrii presiunii din pori pot fi determinaţi dacă se cunoaşte modificarea eforturilor principale.

Direcţia eforturilor principale variază considerabil în lungul oricărei suprafeţe de alunecare (fig. 4.6). Mărimea efortului principal major poate fi luată, într-o primă aproximaţie, egală cu sarcina geologică în punctul considerat. Ec. (4.64) permite calcularea valorii lui $\bar{B}$ în funcţie de raportul variaţiilor eforturilor principale şi de parametrii A şi B.

Pentru depozite argiloase compactate, uzual folosite în construcţiile din pămînt, A este mai mic ca unitatea, în multe cazuri avînd valori apropiate de zero. Deoarece raportul $\Delta\sigma_3/\Delta\sigma_1$ este întotdeauna subunitar, din (4.64) se deduce că $\bar{B} < B$. Pentru a preciza domeniul posibil de variaţie al lui $\bar{B}$ în practică, se consideră cazurile limită între care se încadrează situaţiile concrete. Dacă admitem că construcţiile din pămînt sînt constituite din strate orizontale, în care deformaţiile laterale sînt reduse, atunci raportul eforturilor principale efective corespund cu *coeficientul presiunii laterale* $K_0 = \frac{\Delta\sigma_3'}{\Delta\sigma_1'}$, care de asemenea, poate fi determinat în testul triaxial. Pe de altă parte, la rupere, raportul eforturilor principale efective are o valoare minimă (K_f). Construcţia la care ne referim trebuie să aibă un factor de siguranţă supraunitar, deci raportul eforturilor principale efective (K) trebuie să fie cuprins între limitele amintite : $K_f < K < K_0$.

Pentru depozite argiloase, de tipul celor folosite frecvent în construcţiile din pămînt, $0{,}2 < K_f < 0.35$ şi $0{,}30 < K_0 < 0{,}60$.

Ec. (4.64) poate fi scrisă acum în funcție de raportul eforturilor principale (K) necesar pentru echilibru. Se scrie, mai întîi expresia lui K în funcție de eforturile totale și coeficientul $\bar{B}$ [3]:

$$K = \frac{\Delta\sigma_3'}{\Delta\sigma_1'} = \frac{\Delta\sigma_3 - \Delta u}{\Delta\sigma_1 - \Delta u} = \frac{\Delta\sigma_3 - \bar{B}\cdot\Delta\sigma_1}{\Delta\sigma_1 - \bar{B}\Delta\sigma_1} = \frac{\Delta\sigma_3/\Delta\sigma_1 - \bar{B}}{1 - \bar{B}}$$

Înlocuind raportul: $\Delta\sigma_3/\Delta\sigma_1$, dedus din relația de mai sus în funcție de K și $\bar{B}$, în (6.44), se obține

$$\bar{B} = \frac{B[1 - (1 - A)(1 - K)]}{1 - B(1 - A)(1 - K)} \qquad (4.65)$$

Cu relația (4.65) se pot stabili, de regulă cu erori mici, domeniile probabile de variație a valorilor lui $\bar{B}$, în oricare situație practică, dacă se cunosc K_0, K_f, A și B. Astfel, pentru nisipuri argiloase și argile cu pietriș, de exemplu cu umiditatea apropiată de cea optimă de compactare, admițînd $K_f = 0{,}5$ și respectiv, 0,4, $K_f = 0{,}3$ și, respectiv, 0,25, $A = 0{,}5$ și, respectiv, 0,0 și $B = 0{,}8$ (pentru ambele tipuri litologice considerate), considerînd, mai întîi, că $K = K_0$ și, după aceea, $K = K_f$, se obține cu (4.65): $0{,}75 > \bar{B} > 0{,}72$ (pentru nisipuri argiloase) și $0{,}62 > \bar{B} > 0{,}50$ (pentru argilă cu pietriș).

Exactitatea de estimare a lui $\bar{B}$ prin această metodologie este limitată deoarece A și B sînt și ei dependenți de mărimea eforturilor principale. Valori mai exacte ale parametrului $\bar{B}$ se pot obține prin executarea unor teste triaxiale cu respectarea situației concrete a eforturilor.

Schimbările presiunii din pori în timpul coborîrii rapide a nivelului apei din lac. Numărul mare de accidente înregistrate la barajele de pămînt în perioada coborîrii rapide a nivelului apei din lac indică că este important să fie atent studiate condițiile de stabilitate corespunzătoare acestei perioade [3, 31, 36].

Înainte de coborîrea nivelului, presiunea din pori în corpul barajului (digului) este determinată de condițiile de filtrare (de configurația spectrului hidrodinamic). Coborîrea rapidă a nivelului are, în principal, două efecte: modificarea radicală a spectrului hidrodinamic și schimbarea stării de eforturi. Ambele efecte au acțiune defavorabilă asupra stabilității construcțiilor din pămînt.

În cazul depozitelor cu permeabilitate mare și compresibilitate redusă, presiunea din pori poate fi estimată prin construirea spectrului hidrodinamic corespunzător noilor condiții pe contur. Distribuția cea mai defavorabilă a presiunii din pori se înregistrează imediat după „căderea" nivelului apei din lac (fig. 4.22, *a*).

În depozite cu permeabilitate redusă, este necesar un timp considerabil pentru ca presiunea din pori să se adapteze la noile condiții pe contur. Pe de altă parte, depozitele slab permeabile sînt, de regulă, puternic compresibile; schimbările de încărcare intervenite în timpul coborîrii nivelului determină modificarea raportului dintre eforturile principale și ca urmare, presiunea din pori se mărește.

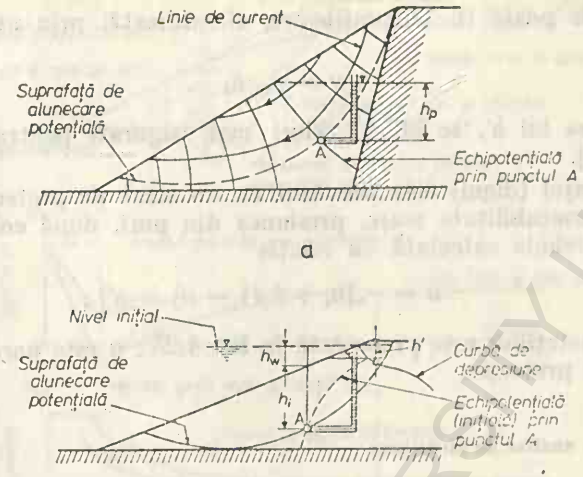


Fig. 4.22. Modificarea presiunii din pori în timpul coborîrii rapide a nivelului apei din lac.

În figura 4.22, *b* este prezentat un taluz simplu, submers. În situația inițială, presiunea din pori, în orice punct al acestuia, poate fi determinată cu relația:

$$u_0 = \gamma_w(h_i + h_w - h') \tag{4.66}$$

În concordanță cu (4.64), după coborîrea nivelului, presiunea din pori devine

$$u = u_0 + \Delta u = u_0 + \bar{B}\Delta\sigma_1. \tag{4.67}$$

Admițînd că efortul principal major (σ_1) este egal cu sarcina geologică în punctul considerat, modificarea (micșorarea) acestuia, după căderea nivelului, este: $\Delta\sigma_1 = -\gamma_w h_w$. Presiunea din pori, după căderea nivelului, este:

$$u = \gamma_w[h_i + h_w(1 - \bar{B}) - h'] \tag{4.68}$$

Micșorarea lui $\bar{B}$ conduce la mărirea presiunii din pori și, ca urmare, la reducerea factorului de siguranță.

Pentru depozite saturate, limita superioară a valorilor lui A și B este unitatea. Pe de altă parte, în perioada drenajului rapid σ_3 scade mai mult ca σ_1 ($\Delta\sigma_3 > \Delta\sigma_1$) deci, raportul $\frac{\Delta\sigma_3}{\Delta\sigma_1}$ este supraunitar. Cu B aproximativ egal cu unitatea și A mai mic ca unu, $\bar{B}$ trebuie să fie mai mare ca unu (vezi ec.. 4.64). Practic, este rezonabil să se considere că $\bar{B} = 1$, ceea ce este echivalent cu admiterea unei presiuni în pori mai mare ca cea reală (deci o valoare asigurată). În această premisă, ec. (4.68) devine:

$$u = \gamma_w(h_i - h') \tag{4.69}$$

BCU MSI CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Această relație poate fi, în continuare, simplificată, prin neglijarea lui h' adică

$$u = \gamma_w \cdot h_i \tag{4.70}$$

Prin eliminarea lui h', se obțin valori mai asigurate pentru u cu maxim 6—7% [3, 31].

Dacă barajul (digul) este prevăzut cu un strat de protecție (sau filtru invers), cu permeabilitate mare, presiunea din pori, după coborîrea rapidă a nivelului, trebuie calculată cu relația

$$u = \gamma_w[h_i + h_f(1 - n) - h'] ; \tag{4.71}$$

Semnificația notațiilor este prezentată în fig. 4.25 ; n este porozitatea medie a stratului de protecție.

4.1.1.8. Tipuri de analize de stabilitate

În practica inginerească, există numeroase situații cînd depozitele din corpul taluzelor sau digurilor sînt supuse unor eforturi aplicate cu o rată mult mai rapidă în comparație cu timpul necesar pentru consolidarea acestora.

De regulă fenomenul este legat de argile sau roci argiloase.
Pentru astfel de probleme, este indicată folosirea parametrilor de rezistență determinați în condiții nedrenate. Deoarece rezistența la forfecare în condiții nedrenate este determinată pentru condițiile (de eforturi) existente înainte de aplicarea încărcării, nu este necesară precizarea eforturilor efective care determină ruperea. Analizele de stabilitate bazate pe rezistențele nedrenate sînt numite *analize ale eforturilor totale* și în general, sînt mult mai simple decît cele în care sînt considerate eforturile efective. Dacă depozitele analizate sînt în stare saturată înainte de aplicarea încărcării, astfel încît conceptul $\varphi = 0$ este aplicabil, analiza de stabilitate este mult simplificată. Deoarece rezistențele în stare nedrenată pot fi exprimate independent de rezistențele efective la rupere (vezi fig. 4.5, *a*) cunoașterea mărimii presiunii din pori nu este obligatorie.

a. *Stabilirea pantelor naturale și taluzelor artificiale create prin excavare.* În perioada de excavare, efortul de forfecare (efortul deviator) în lungul suprafeței potențiale de alunecare crește deoarece $\Delta\sigma_3' > \Delta\sigma_1'$. Dacă excavarea este executată rapid, adaptarea presiunii din pori la noile condiții pe contur nu este posibilă și analiza de stabilitate poate fi făcută considerînd eforturile totale (eventual $\varphi = 0$) fig. 4.23.

În majoritatea situațiilor, stabilitatea la sfîrșitul perioadei de excavare nu garantează însă stabilitatea taluzelor în viitor. Analiza stabilității pe timp lung este de tip $\varphi—c$, cu considerarea evoluției presiunii din pori în concordanță cu situația concretă din corpul taluzului. Atît parametrii de rezistență cît și eforturile de mobilizare nu sînt constante în timp (fig. 4.24). În depozitele supraconsolidate fisurate, rezistențele coezive au tendința să se micșoreze în timp. Modificările sezoniere ale nivelului apelor subterane (ridicarea nivelului hidrostatic) conduc la micșorarea eforturilor efective și, ca urmare, a rezistențelor disponibile în lungul suprafeței potențiale de

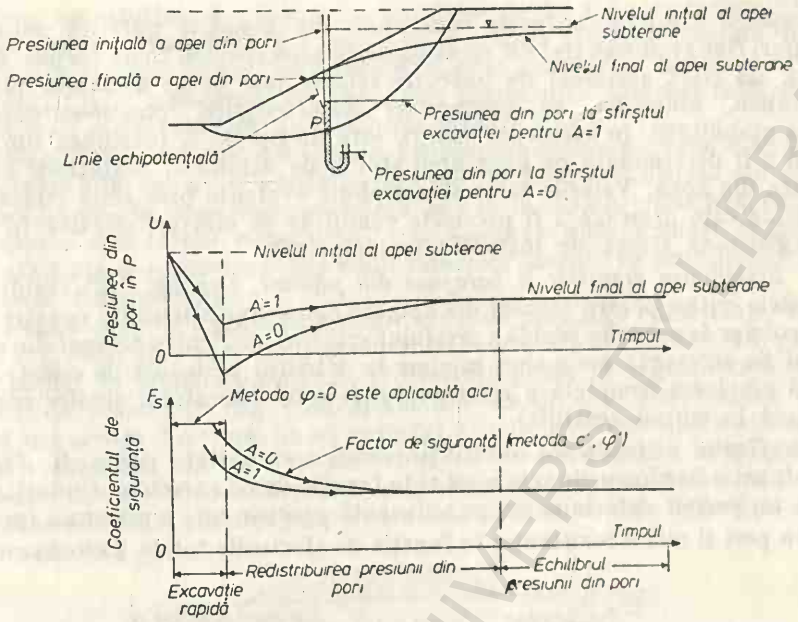


Fig. 4.23. Modificarea presiunii din pori și a coeficientului de siguranță în perioada de construcție și după aceea [7].

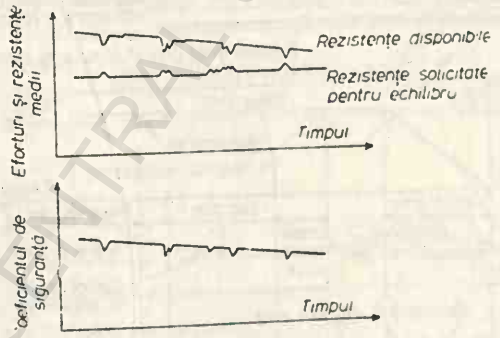


Fig. 4.24. Modificarea forțelor de alunecare și de rezistență în perioade lungi de timp [28].

alunecare. Pe de altă parte, ridicarea nivelului hidrostatic duce la mărirea greutății depozitelor de deasupra suprafeței de alunecare și, implicit, la creșterea momentului de răsturnare. Ruperea taluzelor cu funcționare îndelungată este rezultatul acțiunii cumulate a numeroase elemente (erodarea bazei versantului, modificarea modulului scurgerii superficiale, schimbarea învelișului vegetal, apariția unor fenomene de rupere progresivă, schimbarea cotei drenajului de bază, modificarea chimismului apei din pori, etc., multe din ele neînsemnate la prima vedere.

BCU CLUJ / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Ruperea taluzelor naturale constituite din depozite puternic sensitive și nisipuri fine argiloase trebuie menționată în mod special. În asemenea tipuri de roci, un efort adițional de forfecare relativ mic poate declanșa, practic instantaneu, alunecări cu comportări caracteristice, plastic-curgătoare. Analiza stabilității, în asemenea cazuri, este de tip $\varphi - c$, presiunea din pori urmînd a fi determinată pe baza unui studiu de detaliu al condițiilor hidrogeologice din zonă. Valorile lui φ și c, trebuie evaluate prin teste (triaxiale) speciale în care urmează a fi precizate condițiile de eforturi efective în care se înregistrează starea de instabilitate incipientă.

b. *Stabilitatea digurilor și barajelor din pămînt.* Din fig. 4.25 rezultă că momentele critice pentru taluzul din amonte corespund sfîrșitului construcției și perioadelor de coborîre rapidă a nivelului apei din lac. Pentru taluzul din aval, factorul de siguranță are valori minime la sfîrșitul perioadei de construcție și după umplerea completă a rezervorului (efectul curentului acvifer care se instalează în corpul acestuia).

La sfîrșitul perioadei de construcție, analiza stabilității poate fi făcută atît în funcție de eforturile totale cît și în funcție de cele efective. Cunoștințele actuale nu permit determinarea cu suficientă precizie nici a presiunii (probabile) din pori și nici a rezistenței în funcție de eforturile totale. Folosirea unor

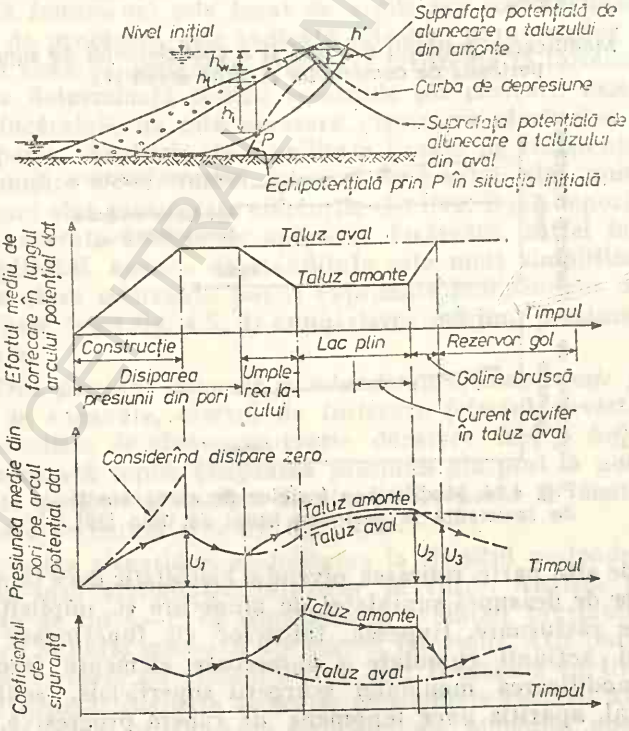


Fig. 4.25. Modificarea eforturilor de forfecare, presiunii din pori și factorului de siguranță în timpul perioadei de construcție și după aceea pentru un baraj de pămînt [7].

procedee orientative, de tipul celui prezentat în 4.1.1.7 sînt indicate în asemenea situații. Analizele în funcție de eforturile efective prezintă însă un avantaj important, permițînd verificarea, prin măsurători succesive în teren, a evoluției reale a presiunii din pori; prin compararea valorilor reale ale lui u cu cele din proiect, se pot efectua rapid readaptări.

Stabilitatea taluzului din aval în perioada de umplere a lacului se verifică prin analize de tip $\varphi - c$, presiunea din pori urmînd a fi dedusă din spectrul hidrodinamic. În proiectarea acestora se are în vedere coborîrea curbei de depresiune din corpul construcției prin folosirea unor drenuri de bază cît mai eficiente și asigurarea piciorului taluzului împotriva antrenărilor hidrodinamice (sufozionale).

Pentru digurile așezate pe depozite argiloase moi, slab consolidate, în stare saturată, chiar cînd au o înălțime mică, trebuie verificată capacitatea portantă a terenului de fundare. Condițiile critice corespund, de regulă, sfîrșitului perioadei de construcție (fig. 4.26) și analizele de tip $\varphi = 0$ sînt uzual folosite. Dacă depozitele din fundație au caracter nisipos și se așteaptă disiparea parțială a presiunii din pori în timpul realizării construcției, atunci evoluția presiunii din pori trebuie urmărită prin măsurători directe în teren, proiectul inițial urmînd a fi adaptat pe parcurs, folosindu-se analize în funcție de eforturile efective.

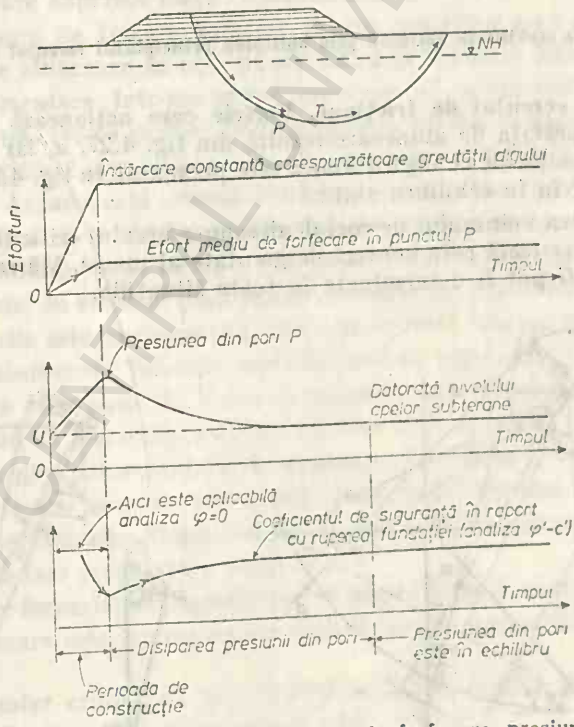


Fig. 4.26. Modificarea eforturilor de forfecare, presiunii din pori și coeficientului de siguranță, în perioada de construcție și după aceea, pentru un dig fundat pe argile moi [7].

4.1.2. Metoda cercului de frictiune

Folosirea metodelor care admit prezența unor suprafețe de alunecare cilindrice, astăzi, cînd sînt elaborate procedee de analiză complete, aplicabile indiferent de forma suprafeței de alunecare, este justificată de următoarele motive : principiile de bază simple ale acestor procedee permit o familiarizare rapidă cu metodele de lucru ; oferă posibilitatea întocmirii unor grafice de lucru simple, cu ajutorul cărora se poate determina rapid valoarea coeficientului de siguranță și coordonatele centrului arcului circular critic ; folosirea acestor metode este indicată, pentru majoritatea situațiilor, chiar în cazurile cele mai complicate, pentru a obține rapid o evaluare aproximativă a parametrilor de lucru.

Se admit următoarele premise de lucru : analiza de stabilitate este bidimensională (volumele exprimate prin secțiunile transversale au o lățime unitară) ; rezistența la forfecare a masei de roci este constantă în lungul arcului circular considerat ; în cazul în care depozitele sînt stratificate, rezistența la forfecare este constantă în cadrul fiecărui strat ; rezistența la forfecare este solicitată uniform în toate punctele suprafeței de alunecare.

4.1.2.1. Condiții de stabilitate obținute prin aplicarea principiului cercului de frictiune

Principiul cercului de frictiune. Forțele care acționează asupra masei separată de suprafața de alunecare rezultă din fig. 4.27, *a*, iar poligonul forțelor pentru situația de echilibru limită este prezentat în fig. 4.27, *b*. Cele trei forțe care intervin în echilibru sînt :

— Greutatea volumului de roci de deasupra arcului critic (G). Vectorul G acționează pe verticală prin centrul de greutate al masei. Mărimea și linia de acțiune ale lui G pot fi determinate în toate situațiile.

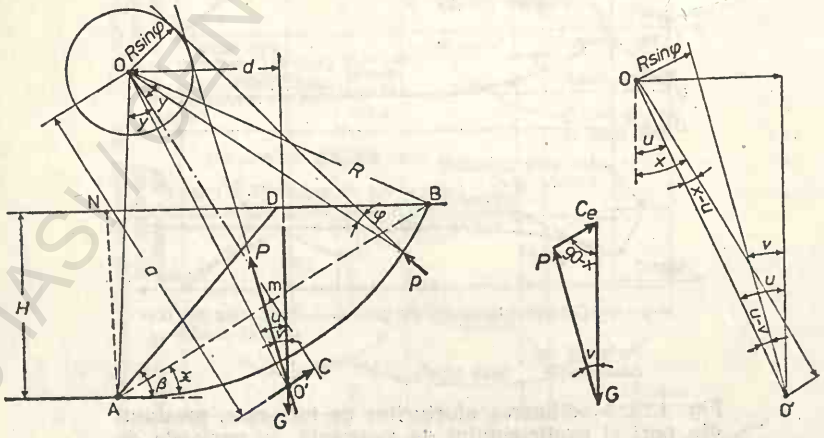


Fig. 4.24. Principiul cercului de frictiune. Arcul circular critic trece prin piciorul taluzului.

— Rezultanta rezistențelor coezive solicitate pentru echilibru limită (C_e). Linia de acțiune a lui C_e este paralelă cu coarda AB, iar momentul acesteia față de centrul arcului este (fig. 4.27, *b*):

$$c_e \cdot \overline{AB} \cdot a = c_e \cdot \widehat{AB} \cdot R,$$

din care se deduce brațul momentului rezultantei C_e:

$$a = R \frac{\widehat{AB}}{\overline{AB}}. \tag{4.72}$$

Rezultă că linia de acțiune a forței C_e poate fi găsită în toate situațiile, ea depinzînd numai de elementele geometrice ale taluzului.

— Rezultanta forțelor de frecare în lungul arcului $AB(P)$.

Punctul de intersecție a vectorilor G și C_e este cunoscut. În situația de echilibru limită, vectorul P trebuie să treacă de asemenea prin punctul O'. Cu G cunoscut, ca mărime și direcție, și cunoscînd direcția lui C_e, poligonul forțelor poate fi construit dacă se găsește direcția de acțiune a forței P (mai trebuie determinat un punct al acesteia).

Vectorul care exprimă forța elementară de frecare p trebuie să formeze unghiul φ_e (unghi de frecare solicitat pentru echilibru limită) cu normala la suprafața de alunecare în acel punct. Dacă se trasează linia de acțiune a unei forțe elementare într-un punct oarecare al suprafeței de alunecare (fig. 4.27, *a*) și un cerc cu centrul în O, tangent la acesta, se observă că direcția de acțiune a oricărei alte forțe p este de asemnea tangentă la acest cerc (cu raza $R \sin \varphi_e$). Aceasta este „cercul de fricțiune" sau „cercul φ" [43]. La prima vedere, s-ar părea că și rezultanta P a forțelor elementare p ar trebui să fie tangentă la cercul cu raza $R \sin \varphi$. De fapt, rezultanta P este tangentă la „cercul φ" numai în situația cînd forțele normale pe suprafața de alunecare, a căror dispoziție este necunoscută, sînt concentrate într-un singur punct al suprafeței de alunecare. Valoarea coeficientului de siguranță corespunzătoare acestei premize este minimă. Valoarea maximă a factorului de siguranță se obține admițînd că eforturile normale efective sînt aplicate în două puncte laterale, de margine, ale suprafeței de alunecare. În realitate, în toate cazurile, dispoziția eforturilor normale corespunde unui model cuprins între cele două situații extreme amintite. După cum se va vedea, înlăturarea acestei nedeterminări se poate face grafic sau analitic.

Deducerea formulelor și graficelor de lucru. Soluția matematică prezentată în continuare este bazată pe sistemul de lucru propus de D. W. Taylor, 1937 [43].

Arcul circular critic trece prin piciorul taluzului. Pentru situația de echilibru limită, din fig. 4.27, *a* se deduce că:

$$C_e = \frac{C}{F_e} = \frac{2c}{F_e} R \sin y, \tag{4.73}$$

în care: C_e este rezultanta rezistențelor coezive solicitate pentru echilibru limită; C este rezultanta rezistențelor coezive disponibile; F_c este coeficientul de siguranță în raport cu coeziunea. Din considerente pur geometrice, se poate scrie (fig. 4.27, *a*):

$$\Omega_{ABD} = \Omega_{sct\ OAB} - \Omega_{tr\cdot OAB} + \Omega_{tr\ ABD};$$

$$G = \gamma R^2 y - \gamma R^2 \sin y \cdot \cos y + \frac{\gamma H^2}{2}(\operatorname{ctg} x - \operatorname{ctg} \beta); \tag{4.74}$$

și

$$R = \frac{H}{2 \cdot \sin x \cdot \sin y}. \tag{4.75}$$

Momentul lui G față de centrul arcului de alunecare este

$$G \cdot d = \gamma R^2 y \left[\frac{2R \sin x \cdot \sin y}{3y}\right] - \gamma R^2 \sin y \cdot \cos y \left[\frac{2R \sin x \cdot \cos y}{3}\right] +$$

$$+ \frac{\gamma H^2}{2} \operatorname{ctg} x \left[\frac{H}{3} \operatorname{ctg} x + R \sin (x - y)\right] - \frac{\gamma H^2}{2} \operatorname{ctg} \beta \left[\frac{H}{3} \operatorname{ctg} \beta + \right.$$

$$\left. + R \sin (x - y)\right].$$

Înlocuind pe R conform (4.75) și reducînd, se obține

$$G \cdot d = \frac{\gamma H^3}{12}[1 - 2 \operatorname{ctg}^2 \beta + 3 \operatorname{ctg} \beta \cdot \operatorname{ctg} x - 3 \operatorname{ctg} \beta \cdot \operatorname{ctg} y + 3 \operatorname{ctg} x \cdot \operatorname{ctg} y]. \tag{4.76}$$

Din fig. 4.27, *c* se poate scrie că

$$OO' = \frac{d}{\sin u} = \frac{a}{\cos (x - u)}, \tag{4.77}$$

și ținînd seamă de (4.72), rezultă:

$$OO' = \frac{a}{\cos (x - u)} = \frac{R \cdot y}{\sin y \cdot \cos (x - u)}; \tag{4.78}$$

$$OO' = \frac{R \cdot \sin \varphi}{\sin (u - v)}. \tag{4.79}$$

Aplicînd teorema sinusurilor în fig. 4.27, *b*, se poate scrie:

$$\frac{G}{C} = \frac{\sin [180° - (90° - x - v)]}{\sin v} = \cos x \cdot \operatorname{ctg} v + \sin x. \tag{4.80}$$

Substituind pe R conform (4.75) în (4.74) și rezultatul în (4.76) rezultă:

$$\frac{H}{2d} = \frac{\frac{1}{2} \csc^2 x (y \cdot \csc^2 y - \operatorname{ctg} y) + \operatorname{ctg} x - \operatorname{ctg} \beta}{\frac{1}{3}(1 - 2 \operatorname{ctg}^2 \beta) + 2 \operatorname{ctg} \beta (\operatorname{ctg} x - \operatorname{ctg} y) + \operatorname{ctg} x \cdot \operatorname{ctg} y}. \tag{4.81}$$

BCU IAȘI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Egalînd (4.77) cu (4.78) și înlocuind pe R conform (4.75), rezultă:

$$\operatorname{ctg} u = \frac{H}{2d}\, y \cdot \operatorname{csc} x \cdot \operatorname{csc}^2 y \cdot \sec x - \operatorname{tg} x, \tag{4.82}$$

Egalînd (4.77) cu (4.79) și înlocuind pe R conform (4.75), rezultă:

$$\sin (u - v) = \frac{H}{2d} \cdot \sin u \cdot \sin \varphi \cdot \operatorname{csc} u \cdot \operatorname{csc} y \tag{4.83}$$

Înlocuind pe R conform (4.75) în (4.73) și (4.74) și egalînd raportul dintre (4.74) și (4.73) cu (4.80), după rearanjarea termenilor, rezultă:

$$N_T = \frac{c}{F_c \gamma H} = \frac{\frac{1}{2}\operatorname{csc}^2 x(y \operatorname{csc}^2 y - \operatorname{ctg} y) + \operatorname{ctg} x - \operatorname{ctg} \beta}{2 \operatorname{ctg} x \cdot \operatorname{ctg} v + 2}, \tag{4.84}$$

în care:

$N_T = \dfrac{c}{F_c \gamma H}$ este un parametru adimensional numit *„număr de stabilitate"* [43].

Ecuația (4.84) sugerează posibilitatea obținerii unor soluții generale, indiferent de valorile lui φ și β.

Arcul circular critic trece pe sub piciorul taluzului. În situația cînd arcul circular trece pe sub piciorul taluzului, soluția este asemănătoare cu cea prezentată anterior, dar mai intervine o nouă necunoscută, notată cu n în fig. 4.28, *a*.

Se consideră cazul din fig. 4.28, *b* în care verticala tangentă la cercul φ trece prin punctul median al taluzului. Dacă taluzul ar fi tăiat după linia imaginară E_1F_1, paralelă cu EF, modificările suferite de forțele G, C_e și P pot fi studiate cu ajutorul cercului de frictiune. Astfel, greutatea G este evident micșorată deci vectorul ΔG_1, corespunzător prismului EFF_1E_1, care nu mai există, este îndreptat în sus. Linia de acțiune a lui C_e este neschimbată după modificarea imaginară a suprafeței taluzului. ΔG_1 și ΔC_1 se întîlnesc în punctul O_1. ΔP_1 trebuie să treacă de asemenea prin punctul O_1 și să fie

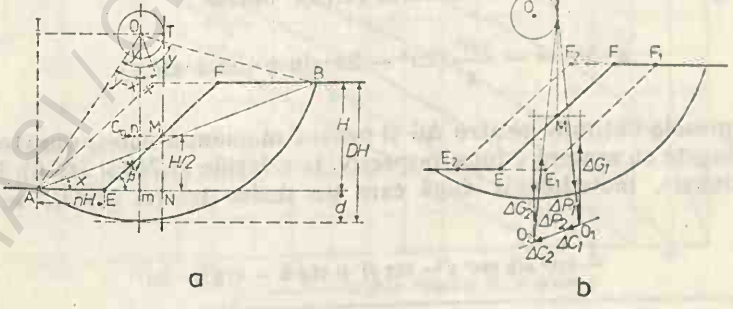


Fig. 4.28. Principiul cercului de frictiune. Arcul circular critic trece pe sub piciorul taluzului.

tangent la cercul $\varphi \cdot \Delta C_1$ acționează spre stînga, deci coeziunea solicitată pentru echilibru limită este mai mică cînd suprafața taluzului este E_1F_1. Rezultă că prin îndepărtarea masei EFF_1E_1 stabilitatea taluzului crește. Dacă taluzul ar fi realizat după linia E_2F_2, adăugînd deci forța ΔG_2, se observă că ΔC_2 corespunzător acționează tot spre stînga. Se deduce că și în acest caz stabilitatea crește față de situația inițială.

Raționamentul de mai sus conduce la concluzia că pentru arcul critic punctul median al taluzului (M) trebuie să fie plasat pe verticala tangentă la cercul φ. Dacă $\varphi = 0$ atunci centrul arcului critic trebuie să fie plasat pe verticala punctului mediu al taluzului.

Din fig. 4.28, *a* se deduce că arcele care trec pe sub piciorul taluzului real trec, în același timp, prin piciorul unor taluze imaginare, cu aceeași pantă cu cel real. Trebuie studiate numai acele arce pentru care punctele medii ale taluzelor imaginare sînt plasate în stînga verticalei tangentă la cercul φ. Această condiție este respectată atunci cînd există relația :

$$AE + EN = IO + OT,$$

sau :

$$nH + \frac{1}{2} H \operatorname{ctg} \beta = R \sin (y - x) + R \sin \varphi.$$

Substituind R conform (4.75) se obține :

$$n = \frac{1}{2} (\operatorname{ctg} x - \operatorname{ctg} y - \operatorname{ctg} \beta + \sin \varphi \cdot \operatorname{csc} x \cdot \operatorname{csc} y). \qquad (4.85)$$

Comparînd taluzul real cu cel imaginar, se deduce modificarea greutății :

$$\Delta G = -\gamma \cdot n \cdot H^2 = \frac{\gamma H^2}{2} (-2n)$$

Momentul forței ΔG față de O este

$$d \cdot \Delta G = (-\gamma n H^2) \left(R \sin \varphi - \frac{1}{2} nH \right),$$

care, după înlocuirea lui R conform (4.75), devine

$$d \cdot \Delta G = -\frac{\gamma H^3}{4} (2n^2 - 2n \cdot \sin \varphi \cdot \operatorname{csc} x \cdot \operatorname{csc} y).$$

Expresiile obținute pentru ΔG și pentru momentul corespunzător ($d \cdot \Delta G$) sînt adăugate cu semnul minus, respectiv, la relațiile (4.74) și (4.76). Folosind, în continuare, metodologia după care s-a dedus relația (4.84), se obține :

$$\frac{H}{2d} = \frac{\frac{1}{2} \operatorname{csc}^2 x (y \operatorname{csc}^2 y - \operatorname{ctg} y) + \operatorname{ctg} x - \operatorname{ctg} \beta - 2n}{\frac{1}{3} (1 - 2 \operatorname{ctg}^2 \beta) + \operatorname{ctg} \beta (\operatorname{ctg} \beta - \operatorname{ctg} y) + \operatorname{ctg} x \cdot \operatorname{ctg} y + 2n^2 - 2n \cdot \sin \varphi \cdot \operatorname{csc} x \cdot \operatorname{csc} y}; \qquad (4.86)$$

$$\operatorname{ctg} u = \frac{H}{2d}\, y \cdot \sec x \cdot \csc x \cdot \csc^2 y - \operatorname{tg} x\,; \tag{4.87}$$

$$\sin (u - v) = \frac{H}{2d} \sin u \cdot \csc x \cdot \csc y \cdot \sin \varphi\,; \tag{4.88}$$

$$N_T = \frac{c}{F_c \gamma H} = \frac{\frac{1}{2}\csc^2 x(y \csc^2 y - \operatorname{ctg} y) + \operatorname{ctg} x - \operatorname{ctg} \beta - 2n}{2 \operatorname{ctg} x \cdot \operatorname{ctg} v + 2}\,. \tag{4.89}$$

Acum se pot obține valorile numărului de stabilitate (N_T) pentru orice valoare a unghiului de frecare interioară (φ), ținînd seamă de elementele geometrice ale taluzului. Astfel, ecuația (4.85) se folosește pentru a preciza dacă arcul critic trece prin sau pe sub piciorul taluzului ; valori negative pentru n nu sînt admisibile. După aceea, se determină, în ordine, $H/2d$, u, v și, în final, N_T, pentru diferite valori, date, ale lui x, y, β și φ.

Pentru cazul cînd $\varphi > 0$ (analize $\varphi - c$), precizarea numărului de stabilitate și a coordonatelor centrului arcului critic s-a făcut prin încercări succesive. Pentru perechi de valori $\beta - \varphi$, s-au ales diferite valori pentru x și y și s-a calculat N_T corespunzător. S-au trasat centrele arcelor încercate, notînd la fiecare valoarea calculată pentru N_T. Pentru fiecare pereche de valori

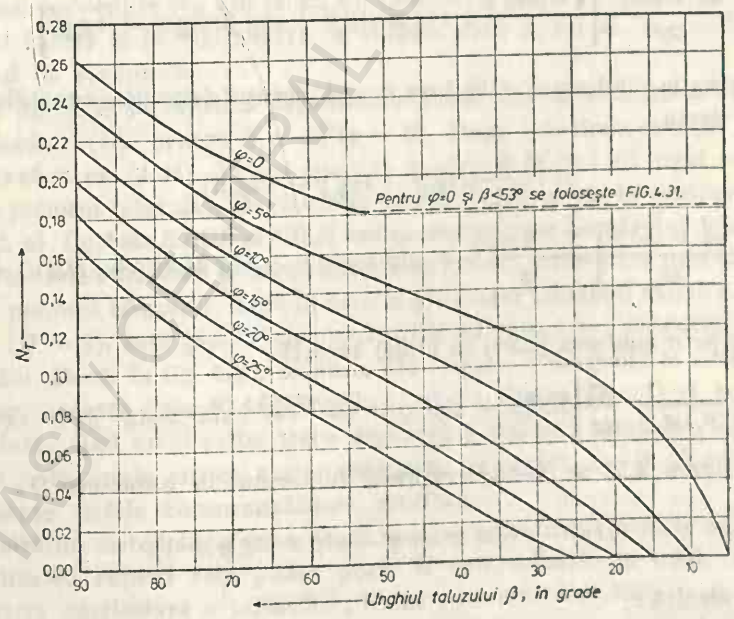


Fig. 4.29. Numărul de stabilitate N_T. Arcul circular critic trece prin piciorul taluzului [45] și [55].

BCU IAȘI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

$\beta-\varphi$, prin încercări succesive (maxim 20), s-au localizat centrele arcelor (coordonatele x și y) pentru care numărul de stabilitate este maxim. Cînd $\varphi < 0$, se constată că numai în trei cazuri arcul critic trece pe sub piciorul taluzului. Din punct de vedere practic, se poate considera că pentru taluze cu pante mai mari de 53° numărul maxim de stabilitate (N_π) corespunde unor arce care trec întotdeauna prin piciorul taluzului. Cînd $y > x$, punctul cel mai coborît al arcului critic are o cotă inferioară orizontalei care trece prin piciorul taluzului, fapt care influențează valorile numărului de stabilitate.

Analiza staalității cînd $\varphi = 0$. Cînd $x = 0$ și suprafața de alunecare, de rază infinită, trece la o adîncime infinită de piciorul taluzului, numărul de stabilitate are o valoare maximă egală cu 0,181. Această situație deosebită a fost semnalată de W. Fellenius încă din 1918. Un unghi de frecare practic nul și o coeziune constantă în lungul unei suprafețe de alunecare de rază foarte mare sînt condiții ce nu pot fi întîlnite în practică. Sînt însă cazuri cînd, cel puțin în parte, aceste condiții pot fi îndeplinite.

Din analiza anterioară a rezultat că pentru cazul $\varphi = 0$ relația dintre factorul de adîncime D și numărul de stabilitate trebuie căutată numai pentru taluze cu panta mai mică de 53°.

Cînd $\varphi = 0$ și *arcul critic trece prin piciorul taluzului*, ecuația (4.84) ia forma :

$$\frac{c}{F_c \gamma H} = \frac{\sin^2 x \cdot \sin^2 y}{2y}\left[\frac{1-2\operatorname{ctg}\beta}{3} + \operatorname{ctg} x \cdot \operatorname{ctg} y + \operatorname{ctg}\beta(\operatorname{ctg} x - \operatorname{ctg} y)\right]. \quad (4.90)$$

În situația cînd *arcul critic trece pe sub piciorul taluzului*, ecuațiile (4.85) și (4.89) devin

$$n = \frac{1}{2}(\operatorname{ctg} x - \operatorname{ctg} y - \operatorname{ctg}\beta); \quad (4.91)$$

$$\frac{c}{F_c \gamma H} = \frac{\sin^2 x \cdot \sin^2 y}{2y}\left[\frac{1-2\operatorname{ctg}\beta}{3} + \operatorname{ctg} x \cdot \operatorname{ctg} y + \operatorname{ctg}\beta(\operatorname{ctg} x - \operatorname{ctg} y) + 2n^2\right] \quad (4.92)$$

Înlocuind pe n conform (4.91) în (4.92) rezultă :

$$\frac{c}{F_c \gamma H} = \frac{1}{4y}\left[\sin^2 x + \sin^2 y - \frac{2-\operatorname{ctg}^2\beta}{3} \cdot \sin^2 x \cdot \sin^2 y\right]. \quad (4.92, a)$$

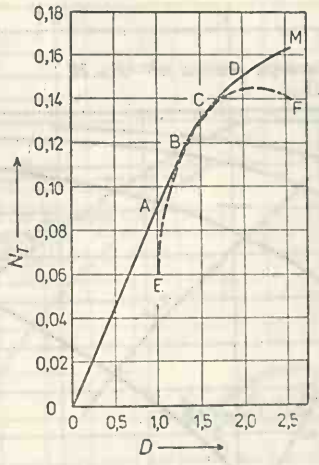
Din figura 4.28 se deduce expresia factorului de adîncime D :

$$D = \frac{1}{2}(\operatorname{csc} x \cdot \operatorname{csc} y - \operatorname{ctg} x \cdot \operatorname{ctg} y + 1), \quad (4.93)$$

din care rezultă :

$$\operatorname{csc} x = (2D - 1)\operatorname{csc} y + 2\sqrt{D^2 - D}\operatorname{ctg} y. \quad (4.94)$$

BCU IAȘI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY



	X	Y	n	D	$\frac{c}{F\zeta_0 H}$
A	12,0°	36°	-	1,00	0,087
B	12,0°	36°	-	1,35	0,118
C	11,1°	46°	-	1,60	0,135
D	9,8°	53°	0,66	2,00	0,151

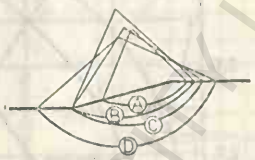


Fig. 4.30. Dependența numărului de stabilitate de factorul de adîncime pentru $\varphi=0$ și $\beta=15°$. *EBCF* — pentru arce care trec prin piciorul taluzului; *AB* — pentru arce care ies deasupra piciorului taluzului; *CDM* — pentru arce care trec pe sub piciorul taluzului.

Pentru orice valoare a lui D, cunoscînd pe y, se calculează x cu (4.94), după care se deduce N_T din (4.92, *a*). Cînd arcul trece prin piciorul taluzului, folosind (4.94) și (4.90), pentru o valoare dată a lui D, se poate calcula numărul de stabilitate.

În fig. 4.30 se exprimă dependența numărului de stabilitate de factorul de adîncime (D), pentru $\beta = 15°(\varphi = 0)$. După folosirea ecuației (4.94) se calculează n cu (4.91). Valori pozitive pentru n indică că arcul critic trece pe sub piciorul taluzului. Dacă n este pozitiv, se folosește în continuare (4.92) și (4.92, *a*). Curbele *EBCF* și *CDM* indică dependența numărului de stabilitate de factorul de adîncime, pentru cazul în care arcul critic trece prin și respectiv pe sub piciorul taluzului. Dacă la nivelul piciorului taluzului există o suprafață rigidă ($D = 1$), este posibil ca arcul critic să treacă pe deasupra piciorului taluzului. Dacă, în fig. 4.30, se duce, din origine, o tangentă la curba trasată anterior, această linie (*OAB*) exprimă relația dintre $D(<1)$ și numărul de stabilitate, cînd arcul critic trece deasupra piciorului taluzului. În fig. 4.30 sînt trasate arcele critice corespunzătoare punctelor *A*, *B*, *C* și *D* și sînt prezentate datele corespunzătoare acestora.

Folosind metodologia prezentată mai sus s-au trasat curbele din fig. 4.31. Posibilitatea ruperii prin picior poate fi determinată, în unele situații de geometria particulară a taluzului; liniile punctate sînt folosite în asemenea situații. Cînd arcul critic trece pe sub piciorul taluzului, graficul din fig. 4.31 permite și deducerea directă a valorii lui n (vezi ec. 4.91).

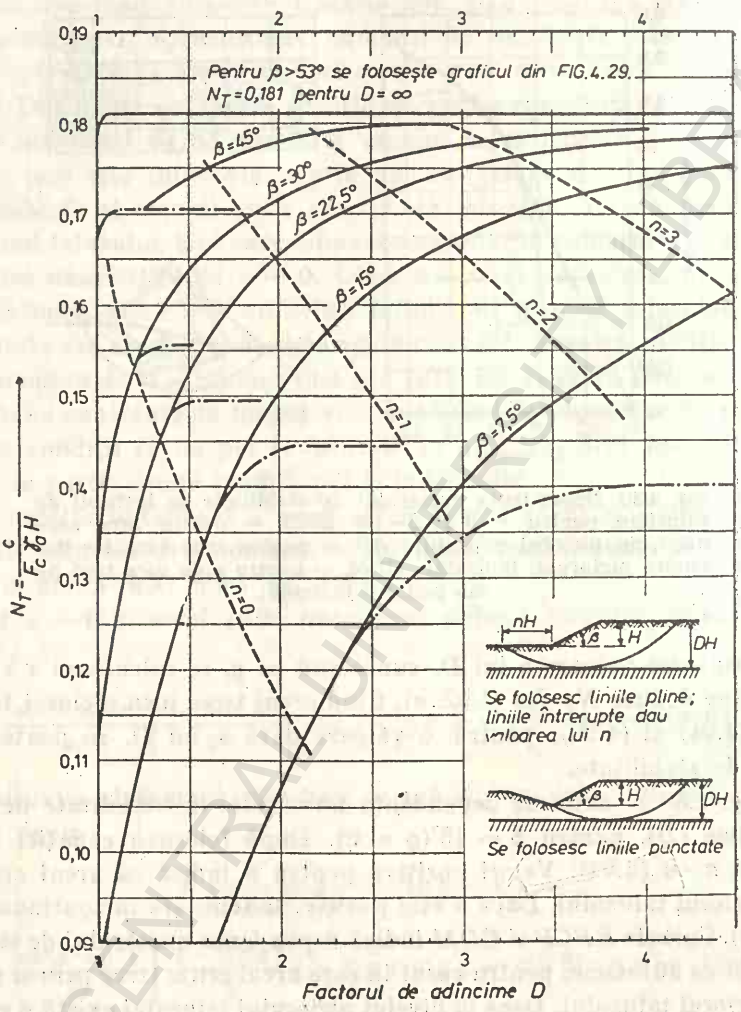


Fig. 4.31. Efectul limitării factorului de adîncime asupra numărului de stabilitate, pentru -0 [43] și [55].

În figura 4.32 se prezintă dependența directă dintre unghiul taluzului și numărul de stabilitate pentru cazul particular cînd $D = 1$ (prezența unui strat rigid la nivelul piciorului taluzului).

Factorul de adîncime poate influența valoarea numărului de stabilitate și în situația cînd $\varphi > 0$, pentru taluzuri cu pante reduse. Acest efect este bine evidențiat cînd $\beta \leqslant 15°$ (fig. 4.33) și practic nu există pentru $\beta \geqslant 30°$.

Corectarea razei cercului φ. În demonstrarea formulelor de lucru s-a admis că rezultanta P este tangentă la cercul φ, indiferent de distribuția efortului normal efectiv în lungul suprafeței de alunecare. Admițîndu-se diferite variante posibile, s-a ajuns la concluzia că distribuția sinusoidală (pentru σ),

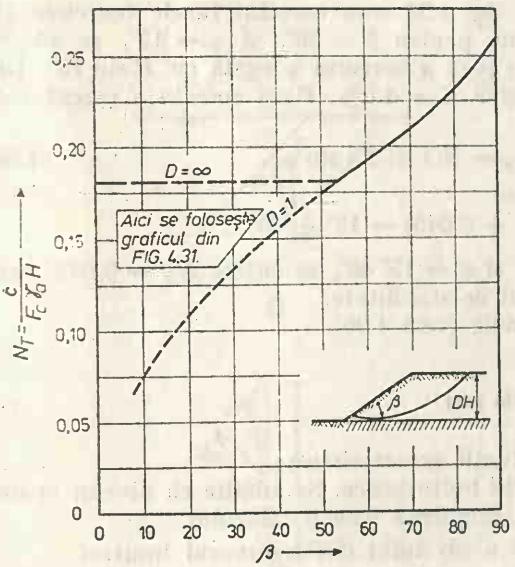


Fig. 4.32. Efectul limitării factorului de adîncime asupra numărului de stabilitate, pentru $\varphi = 0$ și $D = 1$.

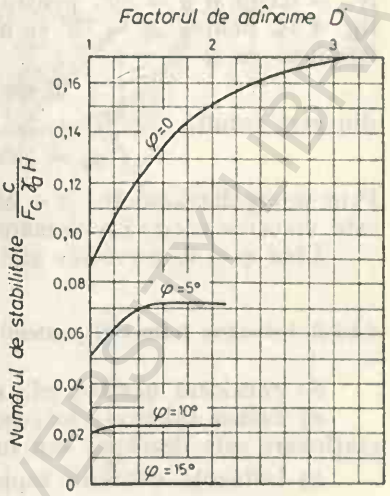


Fig. 4.33. Dependența numărului de stabilitate de factorul de adîncime, pentru $\beta = 15°$ și $\varphi > 0$.

cu valori nule în punctele de capăt, oferă o soluție suficient de exactă pentru majoritatea cazurilor practice [43]. Dacă se notează cu K raportul dintre brațul momentului rezultantei $P(r)$, în condițiile unei distribuții sinusoidale a rezistențelor elementare p, și raza teoretică a cercului φ ($r_\varphi = R \sin \varphi$), atunci se poate scrie :

$$K = \frac{r}{r_\varphi} = \frac{1 - \left(\frac{2y}{\pi}\right)^2}{\cos y} - 1 \qquad (4.95)$$

Pe baza valorilor critice ale unghiului y, s-au calculat valorile corespunzătoare pentru K. Rezultatele sînt sintetizate în graficul din fig. 4.34. Se observă că pentru domeniul de variație a lui y critic valorile lui K sînt mai mici de 7—8%, indiferent de valoarea unghiului de frecare interioară. În

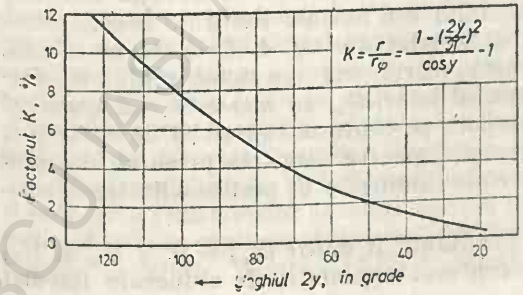


Fig. 4.34. Factorul $K(\%)$ în funcție de mărimea unghiului $2y$.

BCU IAȘI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

continuare, folosind graficul din fig. 4.34 s-au corectat razele teoretice ale cercului de frictiune. De exemplu, pentru $\beta = 30°$, și $\varphi = 15°$, se obține $N_T = 0{,}049$ și $y = 39°$, pentru o rază a cercului φ egală cu $R \sin 15°$. Din fig. 4.34, pentru $2y = 78°$ se obține $K = 4{,}5\%$. Raza corectă a cercului de frictiune va fi

$$R \sin \varphi_e = R(1 + K) \sin \varphi, \tag{4.96}$$

din care rezultă

$$\varphi_e = 15°(1 + 0{,}045) = 15° + 40'$$

Prin interpolare, pentru $\beta = 30°$ și $\varphi = 15° 40'$, se obține $N_T = 0{,}046$, care este valoarea corectă a numărului de stabilitate.

Cînd $\varphi = 0$, corecțiile sînt nule (vezi 4.96).

4.1.2.2. Estimarea influenței presiunii din pori

Se consideră următoarele situații caracteristice :

a) Taluze submerse în condiții hidrostatice. Se admite că nivelul apelor staționare este deasupra sau în apropierea frunții taluzului.

b) Influența coborîrii rapide a nivelului din rezervorul limitrof.

c) Taluze constituite din depozite în stare saturată.

d) Prezența unui curent acvifer în corpul taluzului.

Cînd taluzul este submers, în condiții hidrostatice, în calculul greutății se folosește greutatea volumetrică a stare inundată. În fig. 4.35, *a* se prezintă forțele care acționează, în situație de echilibru limită, folosind metoda cercului de frictiune. În fig. 4.35, *c*, diferența dintre G_{sat} și G' este notată cu G_w (vezi fig. 4.19) și corespunde greutății unui volum de apă egal cu al prismului de deasupra suprafeței de alunecare. Forța G_w acționează și în cazul taluzului submers dar este compensată de forțele F_w și U_{hs}, care sînt, respectiv, rezultanta presiunii hidrostatice pe fața taluzului și pe suprafața de alunecare (fig. 4.35, *b*). Forța F_w trebuie să fie normală pe suprafața taluzului, punctul de aplicare fiind situat în treimea inferioară a acestuia (vezi 4.32 și fig. 4.15, *a*). G_w este verticală și trece prin centrul de greutate al prismului. U_{hs} este normală pe suprafața de alunecare, deci trece prin centrul arcului circular. Cele trei forțe sînt întotdeauna în echilibru (închid poligonul punctat al forțelor din fig. 4.35, *b*). Deoarece U_{hs} trece prin centrul arcului circular, se deduce că momentele forțelor G_w și F_w, față de centrul de rotație, se compensează.

De la cazul taluzului submers, se poate trece ușor la situația taluzului în momentul coborîrii bruște a nivelului din bazinul limitrof. Îndepărtarea forței F_w (vezi poligonul punctat al forțelor din fig. 4.35, *c*), se manifestă, pentru o perioadă, de timp, de regulă scurtă prin : creșterea rapidă a eforturilor de forfecare deoarece momentul forței G_w nu mai este compensat și menținerea unei presiuni a apei din pori, pe conturul suprafeței de alunecare, apropiată de cea inițială (timpul necesar pentru disiparea presiunii din pori depinde de viteza de coborîre a nivelului limitrof și de permeabilitatea depozitelor de corpul taluzului).

În figura 4.35, *d* este dedusă rezultanta R dintre $G_{sat} = G' + G_w$ și U_{hs} (rezultanta presiunii din pori pe conturul suprafeței de alunecare imediat

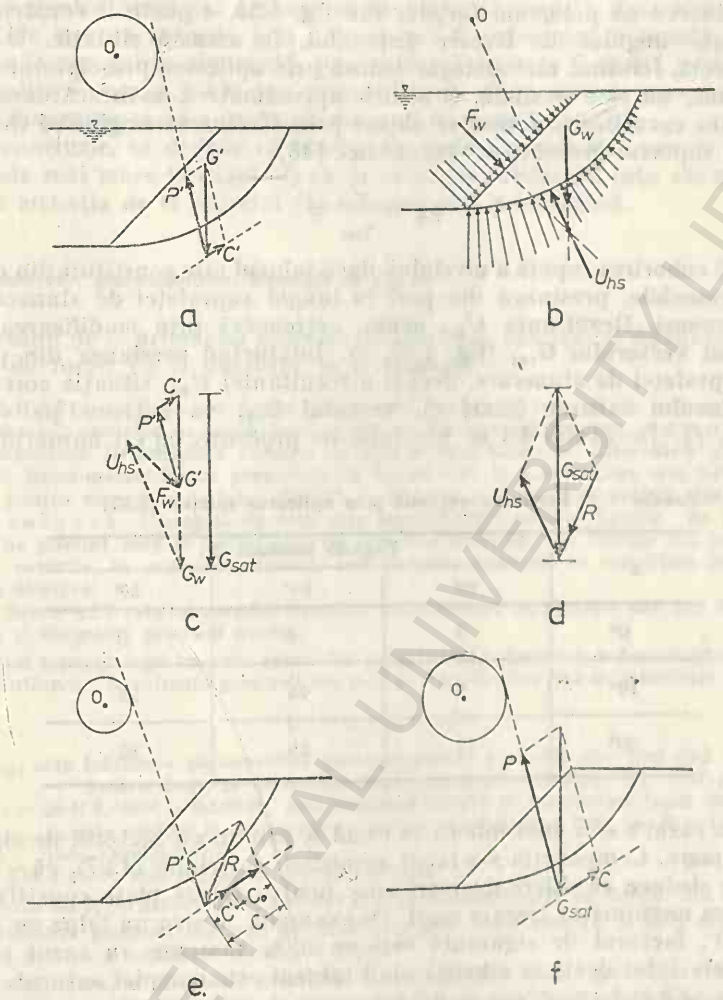


Fig. 4.35. Aprecierea presiunii din pori folosind principiul cercului de frictiune.

după coborîrea nivelului din bazinul vecin). Poziția lui R indică efectul negativ asupra stabilității determinat de prezența forței U_{hs}. Pe de altă parte, creșterea instantanee a presiunii din pori, care nu se poate adapta rapid la noile condiții de eforturi pe contur (înlăturarea lui F_w) determină micșorarea eforturilor normale efective la contactul dintre particulele minerale ; ca urmare, rezistențele datorate frecărilor interioare se reduc.

Creșterea efortului de forfecare, materializat prin valoarea și poziția lui R, și reducerea rezistențelor datorate frecării interioare, pot fi compensate numai prin solicitarea suplimentară a rezistențelor coezive. Rezultanta rezistențelor coezive solicitate pentru echilibru limită este $C = C' + C_0$ (fig. 4.35, *e*).

BCU / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Se observă că poligonul forţelor din fig. 4.35, *e* poate fi construit dacă se cunoaşte unghiul de frecare disponibil, în această situaţie. O soluţie strict corectă, folosind metodologia dedusă prin aplicarea principiului cercului de fricţiune, nu este posibilă. O soluţie aproximativă, satisfăcătoare pentru majoritatea cazurilor practice, se obţine prin efectuarea unghiului de frecare iniţial cu raportul greutăţilor volumetrice [43]:

$$\varphi_w = \frac{\gamma'}{\gamma_{sat}} \cdot \varphi \qquad (4.97)$$

După coborîrea rapidă a nivelului, dacă taluzul este constituit din depozite puţin permeabile, presiunea din pori în lungul suprafeţei de alunecare este practic aceeaşi. Rezultanta U_{hs}, acum, acţionează prin modificarea valorii şi direcţiei vectorului G_{sat} (fig. 4.35, *e*). Înlăturînd presiunea din pori din lungul suprafeţei de alunecare, deci şi a rezultantei U_{hs}, situaţie corespunzătoare taluzului saturat (cazul *c*), vectorul G_{sat} va acţiona pe verticală (fig. 4.35, *f*). În tabelul 4.1 se prezintă, în procente, cu cît numărul de sta-

Tabelul 4.1. **Rezultate obţinute prin aplicarea relaţiei (4.97)**

$\varphi°$	Unghiul taluzului (β°)		
	90°	60°	30°
0°	0	0	0
10°	9	15	25
20°	17	30	65

bilitate în cazul *c* este mai mic ca în cazul *b*, sau cu cît factorul de siguranţă este mai mare. Comparaţia s-a făcut admiţînd, în relaţia (4.97), că $\gamma'/\gamma_{sat} = 0{,}5$. Se deduce că diferenţe mari apar pentru taluze plate constituite din depozite cu unghiuri de frecare mari. De exemplu, pentru un taluz cu $\beta = 30°$ şi $\varphi = 20°$, factorul de siguranţă este cu 67% mai mic în cazul coborîrii rapide a nivelului decît în situaţia cînd taluzul este complet saturat.

Din cele de mai sus, se reţine că momentul cel mai periculos pentru stabilitatea unui taluz corespunde perioadei imediat următoare coborîrii rapide a nivelului apei din bazinul vecin. Apariţia curgerii (filtrării) spre faţa taluzului indică depăşirea momentului critic.

Excesul de presiune în pori, după înlăturarea forţei F_w, determină tendinţa de curgere spre faţa taluzului. Forţele hidrodinamice solicită particulele minerale în lungul liniilor de curent şi sînt direct proporţionale cu gradientul hidraulic (fig. 4.16, *e* şi *f*). Gradientul hidraulic este invers proporţional cu permeabilitatea depozitelor. Valoarea presiunii din pori în orice punct al suprafeţei de alunecare şi rezultanta acesteia pot fi determinate după construirea spectrului hidrodinamic al curentului acvifer (vezi fig. 4.17).

Metoda analitică dedusă prin aplicarea principiului cercului de fricţiune nu permite determinarea soluţiei exacte pentru cazul *d*. Valoarea factorului de

siguranță pentru acest caz trebuie să fie însă cuprinsă în domeniul delimitat de soluțiile pentru cazurile *b* și *c* (care pot fi determinate rapid). Valoarea corectă a factorului de siguranță, pentru cazul *d* poate fi găsită prin rezolvări grafo-analitice (vezi 4.1.2.3) sau prin aplicarea altor metode care iau în considerare dispoziția reală a presiunii din pori în masa taluzului.

În concluzie, se deduce că efortul de forfecare solicitat pentru echilibru limită este mai mare în cazul (*d*) ca în cazul (*c*) ; cazul (*a*) este cel mai avantajos iar situația de la punctul (*b*) este cea mai periculoasă.

4.1.2.3. Rezolvări grafo-analitice. Exemple de calcul

Pornind de la principiul cercului de frictiune, enunțat și discutat anterior, tehnica de lucru va fi ilustrată prin exemple.

APLICAȚIA 4.1.2.3-a. În figura 4.36 *a* este considerat taluzul din exterior al digului de închidere al unui lac de acumulare, constituit din aluviuni grosiere, argile și argile nisipoase compactate. Se consideră varianta cu dren la baza taluzului. Elementele geometrice și parametrii fizico-mecanici sînt prezentați în figura 4.17 și 4.36 *a*. Care este factorul de siguranță, pentru un unghi de taluz de 34°, în situația cea mai defavorabilă (lac plin) ?

Rezolvare. Exemplul de față este reprezentativ pentru digurile de închidere și barajele de pămînt care se construiesc pe cursurile inferioare ale rîurilor din țara noastră. În toate cazurile, în asemenea situații, sînt indicate analizele de stabilitate în funcție de eforturile efective.

În figura 4.17 este reprezentat spectrul hidrodinamic în situația cea mai defavorabilă (lac plin) și diagrama presiunii neutre.

Corpul separat după trasarea suprafeței potențiale de alunecare a fost împărțit în nouă fîșii convenționale. Rezultanta presiunii din pori în baza fiecărei fîșii se calculează cu relația :

$$U_i = h_{pi}\gamma_w l_i = u_i l_i,$$

în care h_{pi} este înălțimea piezometrică corespunzătoare presiunii din pori (u_i) în mijlocul fiecărei fîșii ; se determină din spectrul hidrodinamic (fig. 4.17) ;

$l_i = 2\pi R\,\theta_i/360° = 0{,}193\,\theta_i$, este lungimea arcului corespunzător bazei fiecărei fîșii. θ_i este unghiul la centru corespunzător bazei fiecărei fîșii, iar $R = 11{,}16$ m este raza arcului critic ;

$\gamma_w = 1$ t/m³, este greutatea specifică a apei.

Valorile lui θ_i (în grade), $l_i(m)$, $u_i(t/m^2)$ și $U_i(t)$ sînt prezentate în tabelul din figura 4.36.

Rezultanta presiunii din pori pe baza prismului considerat ($U = 19\,t$) se obține prin însumarea grafică a vectorilor U_i (fig. 4.17 *b*).

În continuare, se calculează greutatea fiecărei fîșii (s-a folosit greutatea volumetrică în stare saturată și pentru depozitele de deasupra curbei de depresiune, dată fiind grosimea lor redusă) și momentele acestora față de centrul arcului de alunecare (vezi tabelul din fig. 4.36). Vectorul reprezentînd greutatea rezultantă (totală) acționează pe o verticală plasată la distanța

$$d = \frac{\Sigma M_i}{\Sigma G_i} = \frac{299{,}391}{59{,}016} = 5{,}07 \text{ m}$$

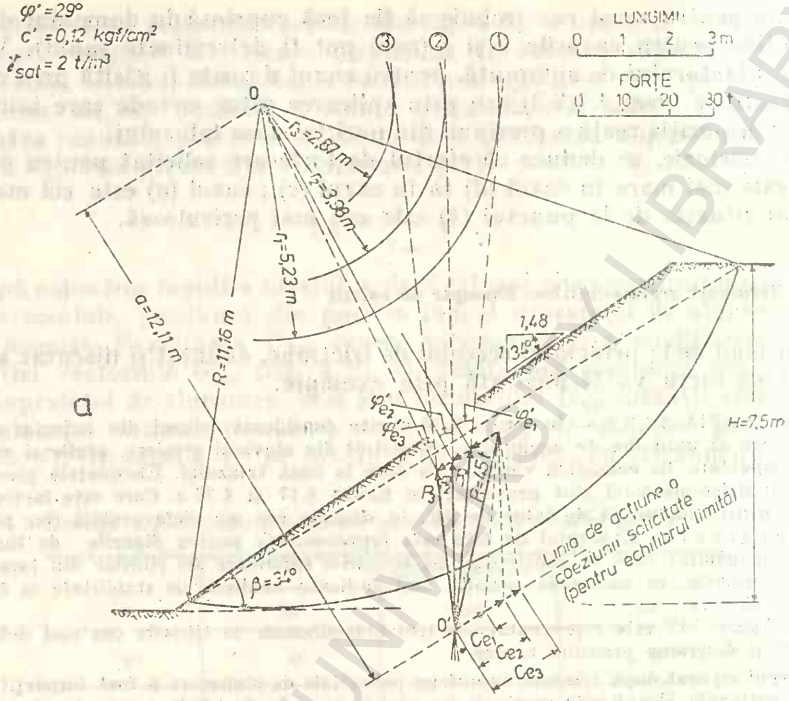
în dreapta centrului de alunecare.

Vectorii U și G se întîlnesc în punctul A (fig. 4.17 *a*). Prin compunere grafică, rezultă valoarea $R = 45\,t$ și direcția de acțiune a rezultantei.

În conformitate cu cele discutate în 4.1.17 a, în continuare se procedează astfel :

— Se determină poziția liniei de acțiune a rezultantei rezistențelor coezive solicitate pentru echilibru limită (ec. 4.72) :

$$a = \frac{15{,}57}{14{,}35} \cdot 11{,}16 = 12{,}11 \text{ m}.$$

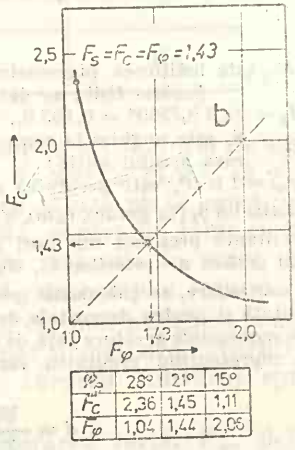


Nr. fîșiei	b_i (m)	h_i (m)	G (t)	d_i (m)	M (tm)	Θ_i°	l_i (m)	u_i (t/m²)	U_i (t)
1	1,76	0,70	2,462	-0,90	-2,22	9,00	1,737	0,00	0,000
2	0,65	1,01	1,314	0,28	0,37	3,00	0,597	0,00	0,000
3	0,49	1,60	1,766	0,81	1,43	2,60	0,502	0,12	0,062
4	1,95	2,50	9,740	1,99	19,38	10,03	1,938	0,83	1,609
5	2,05	3,30	13,530	4,20	56,80	11,50	2,219	2,15	4,770
6	1,95	3,10	12,150	6,30	71,60	12,30	2,372	2,41	5,710
7	2,09	3,30	13,800	8,00	110,40	15,70	3,031	2,00	6,062
8	0,93	1,95	3,626	9,70	35,18	9,80	1,891	0,75	1,417
9	0,45	0,70	0,528	10,25	6,45	6,00	1,158	0,00	0,000
			Σ 59,016		Σ 299,39				

$$d = \frac{299,39}{59,016} = 5,07\ m$$

$$U_i = h_{r_i} \cdot l_i \cdot \gamma_w \quad (t)$$

$$l_i = 0,193\,\Theta_i \quad (m)$$



φ'_e	28°	21°	15°
F_c	2,36	1,45	1,11
F_φ	1,04	1,44	2,06

Fig. 4.36. Echilibrul forțelor și determinarea coeficientului de siguranță.

— Cunoscînd direcțiile vectorilor R și C_e se găsește punctul O' (fig. 4.36 *a*). Forța P_e trebuie să treacă de asemenea prin O'. Echilibrul limită este exprimat de închiderea poligonului forțelor R, C_e și P_e. Rezultă că este necesară determinarea valorii forțelor P_e (expresie directă a unghiului de frecare solicitat) și C_e, astfel încît acestea să compenseze greutatea prismului (R), fiind respectată, în același timp, și relația (4.24). Pentru găsirea soluției corecte sînt necesare cîteva încercări. Se dau valori lui $\varphi'_e < \varphi'$ și, pentru fiecare cerc de frictiune rezultat, se calculează F'_e și F_c. S-au considerat pentru φ valorile 28°, 21° și 15°. Astfel, pentru $\varphi'_e = 28°$, se obține

$R \sin 28° = 11{,}16 \cdot 0{,}469 = 5{,}23$ m (cercul de frecțiune numerotat cu 1 în fig. 4.36 *a*).

$$F_\varphi = \frac{\operatorname{tg} 29°}{\operatorname{tg} 28°} = \frac{0{,}553}{0{,}531} = 1{,}041.$$

Construind poligonul forțelor corespunzător, se obține, din grafic, $C_e = 7{,}9$ *t*.

$$F_c = \frac{C}{C_e} = \frac{c \cdot \widehat{L}}{C_e} = \frac{1{,}2 \cdot 15{,}57}{7{,}9} = 2{,}36.$$

Valorile lui F_φ și F_c, obținute după aceeași metodologie, pentru celelalte două valori ale lui φ_e, sînt prezentate în tabelul de sub graficul din figura 4.36 *b*; în figura 4.36 *a* sînt trasate cercurile φ și poligoanele forțelor corespunzătoare.

— Punînd condiția $F_\varphi = F_c$ (vezi ec. 4.24) în graficul din figura 4.36 *b* se obține valoarea corectă a factorului de siguranță în raport cu rezistența la forfecare ($F_s = 1{,}43$).

Se remarcă că poziția corectă a cercului de frecțiune este foarte apropiată de cercul notat cu 2 în figura 4.36 *a*.

Valoarea de 1,43 obținută pentru factorul de siguranță al taluzului din exterior al digului, în situația cea mai defavorabilă de funcționare a acestuia, indică că aceasta este corect dimensionat, avînd stabilitatea asigurată.

APLICAȚIA 4.1.2.3-b. Se consideră alunecarea taluzului căii ferate produsă în 5—6 octombrie 1954 în apropierea stației Lodalen (circa 2 km est de stația Oslo — Est Norvegia). Traseul căii ferate, în zona respectivă, a fost realizat prin excavare, pe circa 6 m, a unui versant constituit din argile marine cuaternare, cu intercalații nisipoase lenticulare subțiri, cu circa 30 de ani înainte. Panta inițială a versantului era de 1 : 2,5; după excavare, a rezultat un taluz cu panta 1 : 2. Extinderea stației de cale ferată, în 1949, a necesitat adîncirea excavațiilor cu încă 2,5 m, panta generală a taluzului rămînînd neschimbată (1 : 2).

Deoarece zona respectivă a fost foarte bine studiată, din toate punctele de vedere, atît înainte cît și după producerea alunecării [38], acest caz poate fi folosit ca exemplu de referință pentru testarea exactității diferitelor procedee de analiză a stabilității taluzelor.

Depozitele argiloase-nisipoase, relativ omogene, au un conținut în fracțiuni $<2\mu$ de 30—50% din care mineralele din grupa illitului sînt în proporție de 40—50%. Sensitivitatea este cuprinsă între 3 și 15 (argile cu sensitivitate medie pînă la argile extrasensitive), iar activitatea medie este de 0,35 (valoare comună pentru argilele illitice). Conținutul de săruri în apa din pori este de 3—15 g/l. Deoarece conținutul inițial de săruri al apei (marine) a fost de 25—30 g/l, rezultă o reducere importantă datorită fenomenelor de spălare, activate prin excavațiile executate. Rezultatele testelor efectuate cu turbina de forfecare de N.G.I. (Institutul Geotehnic Norvegian) sînt prezentate sintetic în figura 4.62. Coeziunea și unghiul de frecare interioară deduse în laborator, pe un număr mare de probe netulburate, în funcție de eforturile efective (consolidare — test triaxial nedrenat, cu măsurarea presiunii din pori) precum și dispoziția presiunii din pori — dedusă prin măsurători în teren cu piezometre tip N.G.I. — sînt prezentate în figura 4.37.

Rezolvare. Analiza stabilității de lungă durată a taluzelor este indicat să se facă în funcție de eforturi efective. Deoarece, pentru acest exemplu, se cunosc valorile rezistenței la forfecare în stare nedreaptă și dispoziția acestora în masa taluzului, în capitolele următoare, se va face și analiza stabilității în funcție de eforturile totale. De altfel, metodologia de față (soluția grafo-analitică) este aplicabilă numai pentru analize de stabilitate care iau în considerare eforturile efective.

În figura 4.37 *a* se prezintă o secțiune transversală caracteristică prin taluz înainte de producerea alunecării. Poziția arcului circular critic este determinată în concordanță cu cele discutate în 4.1.2.1.

Pe baza datelor sintetizate în tabelul din figura 4.37, s-a găsit că vectorul G acționează pe o verticală plasată la $d = 10{,}95$ m în dreapta verticalei centrului arcului critic, iar rezultanta coeziunii solicitate (C_e) acționează după o direcție paralelă cu coarda, plasată la $a = 39{,}98$ m de centrul critic. După determinarea rezultantei presiunii din pori pe suprafața de alunecare (fig. 4.37 *b*), s-a găsit valoarea și poziția rezultantei R (fig. 4.37 *c*).

Dînd valori pentru $\varphi_e < \varphi$ și calculînd F_c și F_φ corespunzători, folosind metodologia descrisă în exemplul anterior, s-a construit graficul din figura 4.37 *d*, din care, punînd condiția $F_c = F_\varphi = F_s$, rezultă $F_s = 1{,}025$. Taluzul era, deci, practic, în stare de echilibru limită.

Nr. fîşiei	b_i (m)	h_i (m)	G (t)	d_i (m)	M (tm)	$\theta_i°$	l_i (m)	u_i (t/m²)	U_i (t)
1	2,26	2,32	10,48	27,51	288,3	8,3	4,48	0,00	0,00
2	3,39	6,43	43,60	24,72	1078,0	10,0	5,40	2,50	13,50
3	5,80	9,71	112,64	20,03	2256,1	14,2	7,67	7,25	55,61
4	5,80	10,72	124,41	14,35	1785,0	12,2	6,59	9,50	62,61
5	5,80	10,14	117,68	8,41	989,2	11,2	6,05	8,50	51,43
6	5,65	8,12	91,71	2,81	257,9	10,5	5,67	7,75	43,94
7	5,80	5,22	60,52	-2,90	-175,4	10,4	5,62	4,75	26,70
8	4,64	1,88	17,48	-8,12	-141,9	8,9	4,81	1,50	7,22
			Σ 578,52		Σ 6337,5				

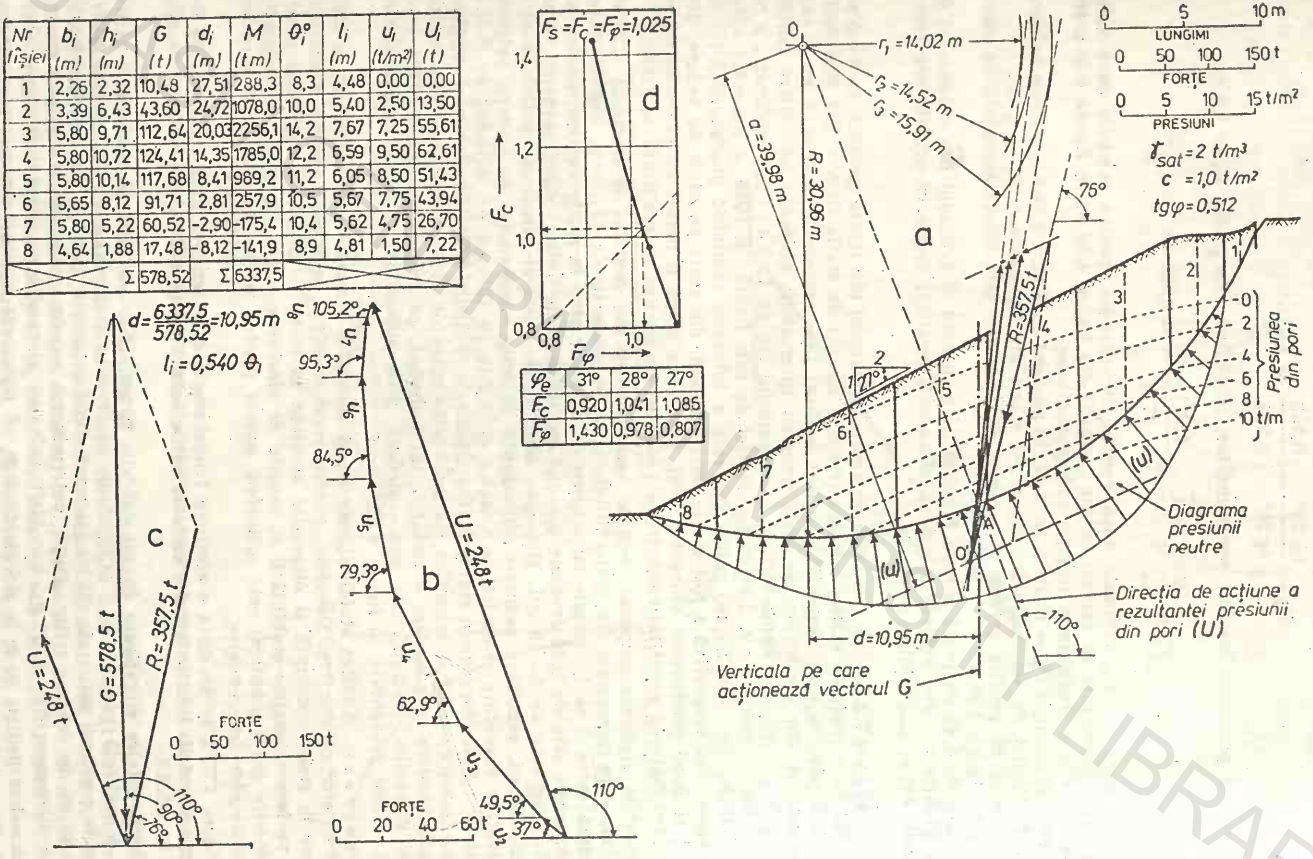


Fig. 4.37. Reexaminarea alunecării Lodalen. Determinarea grafică a rezultantei presiunii din pori, echilibrul forțelor și calcularea coeficientului de siguranță. (după R. A. Sevaldson).

BCU KRAKÓW - UNIVERSITY LIBRARY

APLICAȚIA 4.1.2.3-c. Care este coeficientul de siguranță al taluzului unui dig cu înălțimea de 12,5 m, avînd panta de 1 : 2,5, construit din depozite aluvionare grosiere în amestec cu nisip și material pelitic, la sfîrșitul perioadei de construcție. Parametrii fizico-mecanici sînt aleși în concordanță cu valorile curent folosite în proiectarea digurilor pentru amenajarea Oltului în aval de Rm. Vîlcea.

Rezolvare. După trasarea arcului circular critic, s-a determinat, în ordine, valoarea și poziția greutății rezultante ($G = 317{,}36$ t și $d = 7{,}75$ m) direcția de acțiune a rezultantei coeziunii solicitate ($a = 13{,}98$ m), direcția și valoarea rezultantei presiunii din pori (fig. 4.38 *b*) și rezultantei R (fig. 4.38 *c*). Punînd condiția $F_c = F_\varphi = F_s$ în graficul din figura 4.38 *d* se obține $F_s = 1{,}53$. Rezultă că taluzul are stabilitatea asigurată la sfîrșitul perioadei de construcție.

4.1.2.4. Folosirea graficelor de stabilitate

a. *Stabilitatea taluzelor executate în depozite pur coezive* ($\varphi = 0$). *Exemple de calcul.* Pentru taluze simple, executate în depozite omogene, la care conceptul $\varphi = 0$ este aplicabil, factorul de siguranță în raport cu rezistențele coezive (identic, în acest caz, cu factorul de siguranță în raport cu rezistența la forfecare), poate fi calculat cu relația (vezi și ec. 4.90, 4.92 și 4.92 a):

$$F_s = \frac{1}{N_T} \cdot \frac{c}{\gamma_a \cdot H} \tag{4.98}$$

în care: N_T este numărul de stabilitate [43]; c este coeziunea disponibilă (t/m^2); H este înălțimea taluzului (în m); γ_a este greutatea volumetrică în stare naturală (t/m^3).

Numărul de stabilitate (N_T) se determină din graficele prezentate în figura 4.29 și 4.31, respectiv pentru $\beta > 53°$ și $\beta < 53°$. Pentru cazuri particulare, se pot folosi relațiile exacte prezentate în 4.1.2.1.

Localizarea centrului arcului circular critic se face cu ajutorul unghiurilor $x - y$ sau $\beta_1 - \beta_2$.

APLICAȚIA 4.1.2.4-a. În depozite acoperitoare argiloase-prăfoase-nisipoase, de tipul celor existente în zona Brăila—Chișcani, cu grosimea de circa 18 m, suportate de un strat de aluviuni grosiere, urmează a se executa o excavație cu adîncimea de 9 m. Dată fiind permeabilitatea foarte redusă a depozitelor și adîncimea mică a nivelului hidrostatic (depozitele sînt practic în stare saturată — $\gamma_a \cong \gamma_{sat} = 1{,}9$ t/m^3), conceptul $\varphi = 0$ este aplicabil. Pentru $\tau_f = c_n = 0{,}3$ kg/cm^2, să se determine:

1. Care este panta necesară a taluzului pentru un coeficient de siguranță de 1,5?
2. Ce valoare a coeziunii este necesară pentru panta de: 1 : 1,8 și $F_c = 1{,}5$?

Rezolvare.

1) Din relația (4.98) rezultă:

$$N_T = \frac{c}{F_c \cdot \gamma_a \cdot H} = \frac{3}{1{,}5 \cdot 1{,}9 \cdot 9} = 0{,}117.$$

Pentru $N_T = 0{,}117$ și $D = 18/9 = 2$, din figura 4.31 *a*, se obține: $\beta \cong 9°$ sau $b = \operatorname{ctg} \beta = 6{,}3$ (taluz cu panta 1 : 6,3).

1) Din figura 4.31 *a*, pentru $D = 2$ și $\beta = 29°$, se deduce $N_T = 0{,}171$. Coeziunea necesară (ec. 4.98) este:

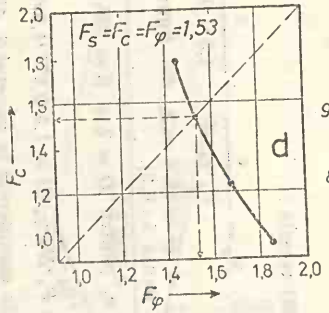
$$c = F_c \cdot N_T \cdot \gamma_a \cdot H = 1{,}5 \cdot 0{,}171 \cdot 1{,}9 \cdot 9 = 4{,}386 \text{ t/m}^2.$$

Notă. Pentru situația considerată la punctul 2, din figura 4.31 *a*, se obține $n = 1{,}3$ deci ruperea urmează să se producă la $1{,}3 \times 9 = 11{,}3$ m de piciorul taluzului. Pentru oricare alt

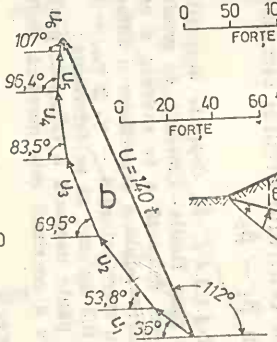
Nr. fîşiei	b_i (m)	h_i (m)	G (t)	d_i (m)	M (tm)	$\theta_i°$	l_i (m)	u_i (t/m²)	U_i (t)
1	4,71	3,04	28,53	20,00	572,6	19,0	8,22	2,43	19,98
2	5,88	6,37	74,94	14,71	1102,1	18,3	7,92	5,10	40,38
3	5,88	7,25	85,32	8,82	752,8	14,5	6,27	5,80	36,39
4	5,88	6,37	74,94	2,94	220,4	13,7	5,93	5,10	30,23
5	5,10	4,12	42,00	-2,55	-107,1	11,9	5,15	3,30	16,99
6	3,92	1,47	11,53	-7,06	-81,4	9,6	4,15	1,18	4,90
		Σ	317,36		Σ 2459,4				

$$d = \frac{2459,4}{317,36} = 7,75\ m$$

$$l_i = 0,433\,\theta_i$$



φ_o	25°	22°	20°
F_c	1,77	1,23	0,97
F_φ	1,45	1,67	1,85



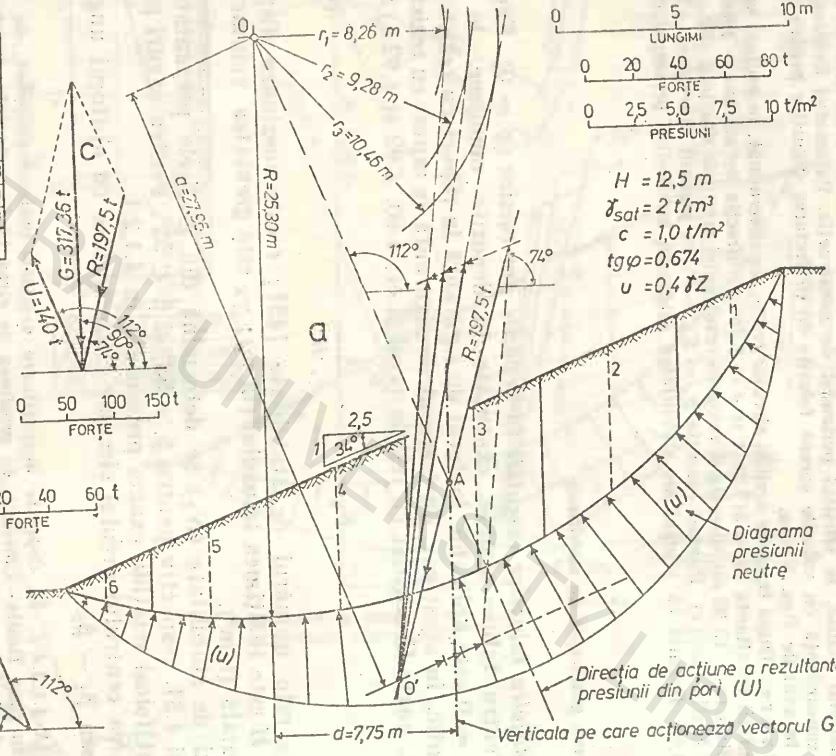


Fig. 4.38. Determinarea grafică a rezultantei presiunii din pori, echilibrul forţelor şi calcularea factorului de siguranţă.

BCU IAŞI CENTRALA UNIVERSITARĂ LIBRARY

cerc, coeziunea solicitată va fi mai mică. Astfel, pentru arcul prin piciorul taluzului ($n = 0$), din figura 4.31 *a* — pentru $\beta = 29°$ și $n = 0$, se obține $N_T = 0{,}154$. Coeziunea solicitată, în acest caz, este $c = 3{,}95$ t/m².

APLICAȚIA 4.1.2.4-b. Se reexaminează alunecarea Lodalen (vezi aplicația 4.1.2.3-b) prin efectuarea analizei de stabilitate în funcție de eforturile totale. Elementele geometrice și parametrii fizico-mecanici sînt prezentate în figura 4.37.

Rezolvare. Din figura 4.31 *a*, pentru $n = 0$ și $\beta = 26°30'$ (1 : 2), se obține $N_T = 0{,}1495$. Coeficientul de siguranță, pentru înălțimea efectivă a taluzului de $17{,}6 - 1{,}3 = 16{,}3$ m, este (ec. 4.98):

$$F_c = \frac{4{,}95}{0{,}1495 \cdot 2 \cdot 16{,}3} = 1{,}015.$$

pentru cazul în care nu sînt luate în considerare crăpăturile din partea superioară a taluzului.

Efectul crăpăturilor (de contracție) poate fi luat în considerare prin afectarea (micșorarea) coeziunii disponibile cu raportul dintre H_T și L_a (lungimea arcului critic):

$\frac{H_T}{L_a} \cdot 100 = \frac{1{,}3}{57} = 2{,}28\%$, adică cu 0,11 t/m². Pentru $c = 4{,}95 - 0{,}11 = 4{,}84$ t/m², se obține:

$$F_c = \frac{4{,}84}{0{,}1495 \cdot 2 \cdot 17{,}6} = 0{,}92.$$

După cum era de așteptat, valoarea factorului de siguranță obținută prin aplicarea conceptului $\varphi = 0$ este mai mic ca cel real (vezi aplicația 4.1.2.3-*b*). Pe de altă parte, după cum se va dovedi în continuare, arcul critic dedus în această premiză este mai adînc ca suprafața reală de rupere, măsurată direct în teren (vezi aplicația 5.4.8-*b*).

b. *Stabilitatea taluzelor executate în depozite cu $\varphi > 0$ (analize de tip $\varphi - c$). Exemple de calcul.* Analiza teoretică prezentată în 4.1.2.1 a condus la concluzia că coeficientul de siguranță, în raport cu coeziunea, poate fi calculat cu relația

$$F_c = \frac{1}{N_T} \frac{c}{\gamma_a H} \tag{4.99}$$

Această relație este structural identică cu (4.98), dar aici numărul de stabilitate (N_T) depinde și de valoarea unghiului de frecare interioară.

În deducerea ec. (4.99) s-a admis că rezistența datorită frecării interioare este solicitată în întregime. Dacă o parte din rezistențele frictionale sînt nesolicitate, rezerva de stabilitate corespunzătoare poate fi calculată prin exprimarea coeficientului de siguranță în raport cu frecarea interioară:

$$F_\varphi = \frac{\operatorname{tg} \varphi}{\operatorname{tg} \varphi_e}, \text{ sau, fără a face erori notabile,} \tag{4.100}$$

$$F_\varphi = \frac{\varphi}{\varphi_e}. \tag{4.100 a}$$

Calcularea coeficientului de siguranță în raport cu rezistența la forfecare presupune considerarea simultană a rezistențelor coezive și de frictiune Admițind că φ și c disponibili sînt uniform repartizați în lungul suprafeței de alunecare și sînt solicitați simultan, atunci trebuie să existe relația (4.24). Rezultă că

$$F_c = \frac{c}{N_{Tc} \cdot \gamma_a \cdot H} = f(\beta, \varphi), \tag{4.101}$$

și

$$F_s = \frac{c}{N_{T\varphi} \cdot \gamma_a \cdot H} = f(\beta, \varphi / F_s) \qquad (4.102)$$

În continuare, se va exemplifica felul în care pot fi folosite aceste relații.

APLICAȚIA 4.1.2.4-c. Pentru realizarea unei fundații s-a executat o excavație cu taluze verticale pe $H = 5$ m, în depozite acoperitoare argiloase-prăfoase de terasă. Parametrii fizico-mecanici medii caracteristici pentru formațiunea acoperitoare în zona amplasamentului sînt: $\gamma_a = 1{,}8$ t/m³, $\varphi = 10°$ și $c = 4$ t/m². Nivelul hidrostatic este plasat la circa 1,5 m sub talpa viitoarei construcții.

1. Care este coeficientul de siguranță în raport cu coeziunea al taluzelor excavației.

2. Care este coeziunea solicitată pentru ca valoarea coeficientului de siguranță în raport cu frecarea interioară să fie egală cu cel în raport cu coeziunea (calculat anterior).

3. Care este valoarea coeficientului de siguranță în raport cu rezistența la forfecare (valoarea corectă a coeficientului de siguranță)?

Rezolvare.

1. Din figura 4.29, pentru $\beta = 90°$ și $\varphi = 10°$, se obține $N_{T_c} = 0{,}218$. Coeficientul de siguranță în raport cu coeziunea (ec. 4.101) este

$$F_c = \frac{4}{0{,}218 \cdot 1{,}8 \cdot 5} = 2{,}038.$$

2. Unghiul de frecare mediu solicitat pentru echilibru limită este

$$\varphi_s = \frac{\varphi}{F\varphi} = \frac{10°}{2{,}038} = 4{,}9°.$$

Din figura 4.29, pentru $\varphi = 4{,}9°$, se obține $N_T = 0{,}238$. Valoarea coeziunii solicitate se deduce din ecuația (4.102):

$$c = F\varphi \cdot N_T\varphi \cdot \gamma_a \cdot H = 2{,}038 \cdot 0{,}238 \cdot 1{,}8 \cdot 5 = 4{,}36 \text{ t/m}^2.$$

3. O soluție directă nu este posibilă. Valoarea lui F_s se poate obține printr-o rezolvare grafică. Se iau valori diferite pentru $\varphi_s < \varphi$ (în cazul de față, 9°, 7°, 6°, 5°, 4°) și se calculează H corespunzător. Spre exemplu, pentru $\varphi_s = 9°$, din (4.100) rezultă

$$F_\varphi = F_s = \frac{10°}{9°} = 1{,}111.$$

Din figura 4.29, pentru $\varphi = 9°$ și $\beta = 90°$, se obține $N_T = 0{,}222$. În continuare, se calculează H din (4.102)

$$H = \frac{c}{F_s \cdot N_T\varphi \cdot \gamma_a} = \frac{4}{1{,}111 \cdot 0{,}222 \cdot 1{,}8} = 9{,}02.$$

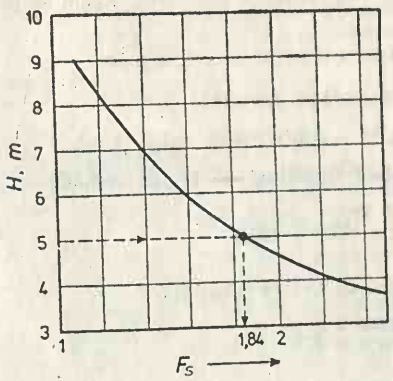
Rezultatele calculelor sînt sintetizate în tabelul din figura 4.39. Din graficul rezultat, $F_s = f(H)$ — figura 4.39 — pentru $H = 5$ m se obține valoarea coeficientului de siguranță în raport cu rezistența la forfecare ($F_s = 1{,}84$).

Valoarea obținută pentru F_s indică că taluzul considerat are stabilitatea bine asigurată în anotimpurile uscate.

Notă. Dacă se calculează coeficientul de siguranță admițînd $\varphi = 0$ (fig. 4.13 *a*), rezultă $F_c = 1{,}70$. Se deduce că, pentru cazul considerat, 92% din rezistența la forfecare este dată de coeziune. Această concluzie este susținută și de rezultatul obținut la întrebarea a doua. Rezultă că:

$$F_s = F_{cz} + F_{fr} = 1{,}70 + 0{,}14 = 1{,}84.$$

Corespunzător valorii corecte a coeficientului de siguranță ($F_s = 1{,}84$), coeziunea și unghiul de frecare solicitate pentru echilibru limită sînt (vezi ec. 4.24): $c_s = 2{,}14$ t/m² și $\varphi_s = 5{,}43°$.



φ_e	9°	7°	6°	5°	4°
F_s	1,110	1,428	1,667	2,000	2,500
H (m)	9,02	6,76	5,67	4,60	3,64

Fig. 4.39. Determinarea coeficientului de siguranță în raport cu rezistența la forfecare.

APLICAȚIA 4.1.2.4-d. Canalul de evacuare al unei microhidrocentrale urmează a fi executat, pe o anumită porțiune, într-o terasă aluvionară, cu următoarea constituție litologică: 0—7,5 m argilă prăfoasă; 7,5—15 m aluviuni grosiere; de la 15 m argile marnoase cu intercalații de tufuri dacitice. Care este panta ce trebuie asigurată pentru taluzele definitive ale canalului, în depozitele argiloase acoperitoare, impunîndu-se un coeficient de siguranță de 1,75, cunoscînd următoarele valori pentru parametrii fizico-mecanici: $\gamma_a = 1{,}9$ t/m³, $\varphi = 10°$ și $c = 3$ t/m²?

Rezolvare

Unghiul de frecare solicitat pentru echilibru limită este (ec. 4.100):

$$\varphi_e = \frac{10°}{1{,}75} = 5{,}7°.$$

Din (4.31) se deduce valoarea numărului de stabilitate:

$$N_T\varphi = \frac{c}{F_s \cdot \gamma_a \cdot H} = \frac{3}{1{,}75 \cdot 1{,}9 \cdot 7{,}5} = 0{,}120.$$

Din figura 4.29, pentru $N_T = 0{,}120$ și $\varphi = 5{,}7°$, se obține $\beta = 36°$. Rezultă o pantă de 1 : 1,4.

APLICAȚIA 4.1.2.4-e. În lunca unui rîu urmează a se executa un canal de aducțiune pentru irigații, cu adîncimea de 6 m, în argile nisipoase aluvionare. Nivelul hidrostatic este foarte aproape de suprafața terenului (rîul are un curs meandriform, cu numeroase ramificații și zone mlăștinoase). Testele executate în laborator au indicat: $\varphi = 15°$, $\gamma_s = 2{,}7$ t/m³, $n = 43\%$. Pentru un unghi de taluz de 45° și un factor de siguranță 1,5, să se determine valoarea coeziunii solicitate, cînd

1) Canalul este plin cu apă; 2) canalul este golit rapid; 3) canalul, complet golit, funcționează ca un dren perfect.

Rezolvare.

1. Se calculează greutatea volumetrică în stare inundată:

$$\gamma' = (\gamma_s - 1)(1 - n) = (2{,}7 - 1)(1 - 0{,}43) = 0{,}97 \text{ t/m}^3.$$

Unghiul de frecare solicitat se calculează cu ecuația (4.100):

$$\varphi_e = \frac{15°}{1{,}5} = 10°.$$

BCU IAȘI CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Din figura 4.29, pentru $\beta = 45°$ și $\varphi = 10°$, rezultă $N_T = 0{,}108$. Acum se poate calcula coeziunea solicitată (ec. 4.102):

$$c_e = F_s N_{T\varphi} \cdot \gamma' \cdot H = 1{,}05 \cdot 0{,}108 \cdot 0{,}97 \cdot 6 = 0{,}94 \text{ t/m}^2.$$

2. Se calculează greutatea volumetrică în stare saturată:

$$\gamma_{sat} = \gamma_s(1 - n) + n = 2{,}7(1 - 0{,}43) + 0{,}43 = 1{,}97 \text{ t/m}^3.$$

Relația (4.97) permite calcularea valorii unghiului de frecare disponibil:

$$\varphi_w = \frac{0{,}97}{1{,}97} \cdot 15° = 7{,}39°,$$

după care, folosind (4.100) se deduce unghiul de frecare solicitat:

$$\varphi_e = \frac{7{,}39°}{1{,}5} = 4{,}93°.$$

Din figura 4.29, pentru $\beta = 45°$ și $\varphi_e = 4{,}93°$, se obține $N_T = 0{,}138$. Coeziunea solicitată se deduce din (4.102)

$$c_e = F_s N_{T\varphi} \cdot \gamma_{sat} \cdot H = 1{,}5 \cdot 0{,}138 \cdot 1{,}97 \cdot 6 = 2{,}45 \text{ t/m}^2.$$

Aceasta este valoarea maximă a coeziunii solicitate (pentru echilibru limită) și corespunde situației cea mai defavorabilă.

3. În condițiile impuse, taluzul cantonează un curent acvifer stabilizat; presiunea din pori este dictată de caracteristicile hidrodinamice ale acestuia. Valoarea coeziunii solicitate este mai mică ca cea determinată anterior, la punctul 2, și mai mare ca cea corespunzătoare stării de saturare a taluzului care va fi calculată în continuare: $N_T = 0{,}183$, este identic cu cel determinat la punctul 1. Coeziunea solicitată se calculează din (4.102).

$$c_e = F_s N_{T\varphi} \cdot \gamma_{sat} \cdot H = 1{,}5 \cdot 0{,}108 \cdot 1{,}97 \cdot 6 = 1{,}91 \text{ t/m}^2.$$

După cum s-a mai arătat, metodologia folosită aici permite numai precizarea că pentru condiția pusă la punctul 3, coeziunea solicitată trebuie să fie cuprinsă în intervalul: $1{,}93 < c_e < 2{,}45$.

APLICAȚIA 4.1.2.4-f. Pentru realizarea digului de închidere al unui lac de acumulare, se folosesc aluviuni grosiere dragate din albia minoră (din zona viitoruiui lac de acumulare), caracterizate prin $\varphi \cong 35°$ și o coeziune practic neglijabilă. Care trebuie să fie panta taluzului din interior, pentru un coeficient de siguranță (impus) de $F_s = 1{,}5$?

Rezolvare.

1. În cazul coborîrii rapide a nivelului apei din lac (situația cea mai defavorabilă): $\varphi_w = 0{,}5 \cdot 35° = 17{,}5°$(ec. 4.97); $\varphi_e = 17{,}5°/1{,}5 = 11{,}67°$ (ec. 4.100).

Din figura 4.29, pentru $\varphi_e = 11{,}67°$ și $N_T = 0$ se obține $\beta = 11{,}5°$, sau taluz cu pantă 1 : 5, indiferent de valoarea lui H.

Se remarcă faptul că această valoare este mult prea asigurată, pentru cazul considerat deoarece depozitele de tipul celor folosite la construirea digului au permeabilitatea mare și, ca urmare, adaptarea presiunii din pori la modificarea condițiilor de eforturi pe contur se face, de regulă, rapid. Pe de altă parte, este foarte puțin probabil ca coborîrea nivelului din lac să se facă rapid pe toată adîncimea.

2. Cînd nivelul din lac rămîne practic constant și este plasat în apropierea coronamentului, $\beta \approx 24°$, sau taluz cu panta 1 : 2,25, indiferent de valoarea lui H. Între aceste valori limită sînt multe altele intermediare, în funcție de condițiile concrete de funcționare a digului.

APLICAȚIA 4.1.2.4-g. Un canal de evacuare urmează a fi executat pe $H = 12$ m adîncime în depozite pliocene constituite din argile marnoase cu intercalații de nisipuri și nisipuri argiloase, cu stratificație practic orizontală. Valorile medii ale parametrilor fizici și

de rezistență sînt $\varphi = 20°$, $c = 0{,}29$ kg/cm², $\gamma_{sat} = 2{,}08$ t/m³. Pentru un unghi de taluz de 45°, care sînt valorile coeficientului de siguranță în raport cu rezistența la forfecare, pentru cele patru situații caracteristice considerate în 4.1.2.2?

Rezolvare.

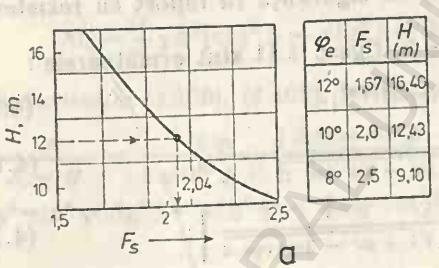
Întrucît o soluție directă nu este posibilă, se recurge la rezolvarea grafică explicată în aplicația 4.1.2.4-c.

1) Canalul este plin cu apă ($\varphi = 20°$, $\gamma' = 1{,}08$ t/m³). Se consideră φ_e egal cu 12°, 10° și 8° și se calculează, în ordine, F_s — cu relația (4.100), N_T — folosind graficul din figura 4.29 și H corespunzător din relația (4.102), pentru fiecare valoare a unghiului solicitat. Valorile corespunzătoare pentru N_T sînt 0,098, 0,108 și 0,118. Valorile lui F_s și H obținute sînt prezentate în tabelul din figura 4.40 *a*. Din graficul $F_s = f(H)$, prezentat în figura 4.40 *a*, pentru $H = 12$ m se obține $F_s = 2{,}04$. Rezultă că taluzul este stabil, bine asigurat.

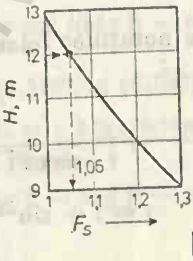
2) Imediat după golirea rapidă a canalului. ($\varphi_w = 10° —$ ec. 4.97; $\gamma_{sat} = 2{,}08$ t/m³). Se consideră φ_e egal cu 10°, 9° și 8°, pentru care N_T este, respectiv, 0,108, 0,113 și 0,118 (fig. 4.29). După calcularea lui F_s și H și trasarea graficului $F_s = f(H)$ (vezi fig. 4.40 *b*), se obține, pentru $H = 12$ m, $F_s = 1{,}06$. În această situație taluzul este, practic, în stare de echilibru limită.

3) Taluzele sînt în stare saturată (presiunea neutră pe suprafața de alunecare este nulă). $\varphi = 20°$, $\gamma_{sat} = 2{,}08$ t/m³. Se consideră φ_e egal cu 18°, 16° și 14°, pentru care N_T este, respectiv, 0,071, 0,079 și 0,089 (fig. 4.29). După calcularea lui F_s și H, se trasează graficul $F_s = f(H)$, fig. 4.40 *c* și, se obține, pentru $H = 12$ m, $F_s = 1{,}36$.

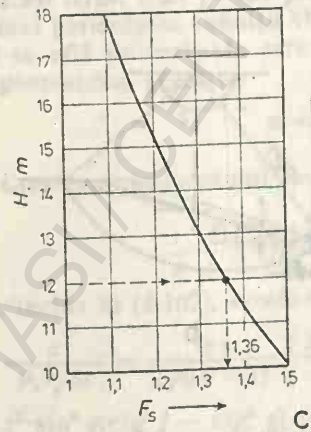
4) Taluzele cantonează un curent acvifer. Metoda analitică folosită nu permite determinarea valorii lui F_s pentru această situație (vezi 4.1.2.2). Se știe însă, cu siguranță, că $1{,}06 < F_s < 1{,}36$.



φ_e	F_s	H (m)
12°	1,67	16,40
10°	2,0	12,43
8°	2,5	9,10



φ_e	F_s	H (m)
10°	1,0	12,90
9°	1,11	11,12
8°	1,25	9,45



φ_e	F_s	H (m)
18°	1,11	17,69
16°	1,25	14,19
14°	1,43	10,95

Fig. 4.40. Determinarea coeficientului de siguranță în raport cu rezistența la forfecare.

BCU IAȘI CENTRAL

4.1.2.5. Compararea metodei cercului de frictiune cu metoda spiralei logaritmice

În metoda cercului de frictiune au fost necesare unele corecții pentru a face problema static determinată. Acest neajuns poate fi evitat prin folosirea spiralei logaritmice ca suprafață de rupere.

Spirala logaritmică, care, în coordonate polare, are ecuația

$$r = r_1 e^{\theta \operatorname{tg} \varphi}, \tag{4.103}$$

are proprietatea că toate razele vectoare taie curba sub unghiul φ față de normala la aceasta în acel punct.

În figura 4.41 suprafața de alunecare este o spirală logaritmică, r fiind egal cu r_1 în punctul A, unde $\theta = 0$. Toate forțele elementare (de frecare) p, care formează unghiul φ cu normala la suprafața de alunecare, trece prin polul O; rezultanta acestora, P, va trece de asemenea prin polul O. Se consideră că unghiul θ crește în sensul de mișcare al acelor ceasornicului.

Poziția polului O și a suprafeței de alunecare pot fi precizate prin cunoașterea unghiurilor z și t (fig. 4.41).

În demonstrația de mai jos, făcută în concordanță cu metodologia de lucru folosită de L. Rendulic, 1935, F_c este coeficientul de siguranță în raport cu coeziunea dar, ca și în cazul cercului de frictiune, soluția obținută permite determinarea rapidă a coeficientului de siguranță în raport cu rezistența la forfecare (F_s).

Semnificațiile notațiilor folosite în figura 4.41 sînt următoarele:

$$m = e^{z \operatorname{tg} \varphi}; \tag{4.104 a}$$

$$g = \frac{1}{\sin t \sqrt{1 + m^2 - 2m \cdot \cos z}} = \frac{r_1}{H}; \tag{4.104 b}$$

$$j = t + \sin^{-1}\left[\frac{1}{\sqrt{1 + m^2 - 2m \cdot \cos z}}\right]; \tag{4.104 c}$$

$$q = \pi - z - j. \tag{4.104 d}$$

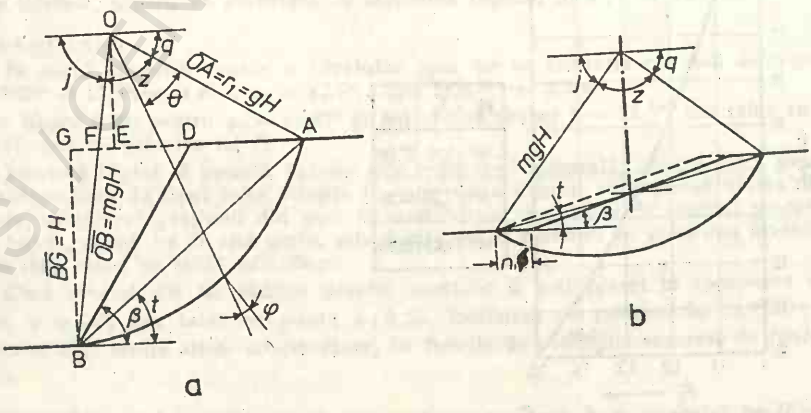


Fig. 4.41. Elementele spiralei logaritmice:
a — suprafața de alunecare trece prin piciorul taluzului; *b* — suprafața de alunecare trece pe sub piciorul taluzului.

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Arcul critic trece prin piciorul taluzului. Considerînd, din nou, cele trei forţe G, C_e şi P şi scriind momentele acestora în raport cu polul O, rezultă:

$$M_G + M_{C_e} = 0 \quad \text{sau} \quad M_G + \frac{M_e}{F_e} = 0 \tag{4.105}$$

în care $M_e = -\int_0^z cr^2 d\theta = -\frac{c \cdot g^2 \cdot H^2}{2 \cdot \operatorname{tg} \varphi}(m^2 - 1)$. (4.106)

Cînd arcul critic trece prin piciorul taluzului, se poate scrie:

$$M_G = M_1 - M_2 - M_3, \tag{4.107}$$

în care M_1, M_2 şi M_3 sînt momentele în raport cu O ale maselor reprezentate, respectiv, prin suprafeţele $OACB$, OAF şi BDF (fig. 4.41):

$$M_1 = \gamma \int_0^z \frac{r^3}{3} \cos(\theta + q) d\theta = \frac{\gamma \cdot g^3 \cdot H^3}{3(9 \operatorname{tg}^2 \varphi + 1)} [(m^3 \cdot \sin j - \sin q) -$$

$$- 3 \operatorname{tg} \varphi (m^3 \cos j + \cos q)]; \tag{4.108}$$

$$M_2 = \frac{1}{6} \gamma \cdot g^3 \cdot H^3 \cdot \sin^3 q (\operatorname{ctg}^2 q - \operatorname{ctg}^2 j); \tag{4.109}$$

$$M_3 = \frac{1}{6} \gamma H^3 [\operatorname{ctg}^2 \beta - \operatorname{ctg}^2 j - 3mq \cdot \cos j (\operatorname{ctg} \beta - \operatorname{ctg} j)]; \tag{4.110}$$

Substituind (4.106), (4.108), (4.109) şi (4.110) în (4.105) rezultă:

$$\frac{c}{F_e \cdot \gamma \cdot H} = \frac{\operatorname{tg} \varphi}{3 \cdot g^2 (m^2 - 1)} \left\{ \frac{2g^3 [(m^3 \cdot \sin j - \sin q) + 3 \operatorname{tg} \varphi (m^3 \cdot \cos j + \cos q)]}{9 \operatorname{tg}^2 \varphi + 1} + \right.$$

$$\left. + g^3 \cdot \sin^3 q (\operatorname{ctg}^2 j - \operatorname{ctg}^2 q) + 3mg \cdot \cos j (\operatorname{ctg} \beta - \operatorname{ctg} j) - \operatorname{ctg}^2 \beta + \operatorname{ctg}^2 j \right\}. \tag{4.111}$$

Arcu icritic trece pe sub piciorul taluzului. Ca şi în cazul arcului circular, cele mai periculoase condiţii sînt obţinute atunci cînd punctul mediu al taluzului se află pe verticala care trece prin pol (fig. 4.41, *b*). Din considerente pur geometrice, rezultă:

$$n = m \cdot g \cdot \cos j - \frac{1}{2} \operatorname{ctg} \beta \tag{4.112}$$

Creşterea momentului de răsturnare, în comparaţie cu cazul anterior este

$$\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot n^2 \cdot H^3 = \frac{\gamma H^3}{2} \left(m \cdot g \cdot \cos j - \frac{1}{2} \operatorname{ctg} \beta \right)^2, \tag{4.113}$$

care, inclus în (4.107), conduce la următoarea formă pentru ec. (4.111):

$$\frac{c}{F_e \cdot \gamma \cdot H} = \frac{\operatorname{tg} \varphi}{3g^2 (m^2 - 1)} \left\{ \frac{2g^3 [(m^3 \sin j - \sin q) + 3 \operatorname{tg} \varphi (m^3 \cos j + \cos q)]}{9 \operatorname{tg}^2 \varphi + 1} + \right.$$

$$\left. + g^3 \cdot \sin^3 q (\operatorname{ctg}^2 j - \operatorname{ctg}^2 q) + 3m \cdot g \cos^2 j (m \cdot g - \cos j) - \frac{1}{4} \operatorname{ctg}^2 \beta + \operatorname{ctg}^2 j \right\}: \tag{4.114}$$

BCU IAŞI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Pentru orice pereche de valori $z - t$ aleasă, se calculează m (ec. 4.104a), q (ec. 4.104 d), y și j (ec. 4.104 b și c), după care poate fi evaluat n prin (4.112). În funcție de valoarea obținută pentru n, se folosește, pentru calculul numărului de stabilitate, ec. (4.111) sau (4.114).

Folosirea relațiilor de calcul deduse prin această metodă necesită un volum de muncă aproximativ dublu în comparație cu cel necesar pentru relațiile obținute anterior prin metoda cercului φ. Pentru acest motiv s-a considerat că z și t (unghiul la centru și, respectiv, unghiul coardei AB), în metoda spiralei logaritmice, sînt practic egale cu valorile corespunzătoare ($2y$ și x) deduse anterior prin metoda cercului de frictiune. Pentru a dovedi că această considerație este corectă, evitîndu-se astfel o muncă deosebit de laborioasă s-a calculat numărul de stabilitate și unghiurile z și t, prin metoda spiralei logaritmice, pentru cîteva cazuri caracteristice, comparîndu-se rezultatele cu cele obținute anterior prin metoda cercului φ. Rezultatele obținute, sintetizate în tabelul 4.2, indică clar că din punct de vedere practic, rezultatele obți-

Tabelul 4.2. **Compararea rezultatelor obținute prin metoda cercului φ și metoda spiralei logaritmice**

$\beta°$	$\varphi°$	Cercul φ			Spirală logaritmică		
		x	$2y$	$\frac{c}{F c \gamma H}$	t	z	$\frac{c}{F c \gamma H}$
90	25	60	22	0,1659	61	22	0,1651
60	25	50	60	0,0788	49	58	0,0781
30	25	29	50	0,0089	29	40	0,0083
60	15	44	63	0,1160	44	60	0,1159
90	5	50	28	0,2386	50	29	0,2387
60	5	38,5	69	0,1624	39	69	0,1624
15	5	(12,5)	(94)	0,0682	(13)	(88)	(0,0681)
15*	5	11	95	0,0695	11,7	92	0,0696

* Indică că arcul critic trece pe sub piciorul taluzului; prin metoda cercului $n = 0{,}55$ iar prin metoda spiralei logaritmice $n = 0{,}40$.

nute prin aceste două metode sînt identice. În figura 4.42 se ilustrează concordanța dintre rezultatele obținute prin cele două metode pentru $\beta = 60°$ și $\varphi = 15°$.

În concluzie, se reține că, din punct de vedere teoretic, metoda spiralei logaritmice este superioară, dar simplitatea în aplicare face ca condițiile deduse prin aplicarea principiului cercului de frictiune să fie mult mai indicate pentru aplicațiile curente.

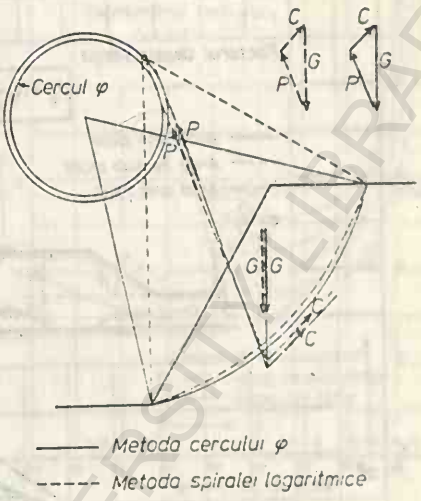


Fig. 4.42. Compararea metodei cercului de fricțiune cu metoda spiralei logaritmice pentru $\varphi = 15°$ și $\beta = 60°$.

4.1.3. Metoda parametrilor adimensionali

Premisele de lucru formulate în 4.1.2 rămîn valabile și aici. Analiza stabilității este făcută exclusiv în raport cu rezistența la forfecare. Soluțiile matematice și graficele de lucru prezentate în continuare sînt deduse pornind de la sistemul de lucru folosit de N. Jambu 1954 [26] și 1968 [27].

4.1.3.1. Stabilitatea taluzelor executate în depozite pur coezive.

a) *Analiza stabilității taluzelor simple. Exemplu de calcul.* Coeficientul de siguranță în raport cu rezistența la forfecare poate fi calculat cu relația

$$F_s = N_0 \frac{c}{\gamma_a \cdot H}, \tag{4.115}$$

în care N_0 este numărul de stabilitate pentru taluze simple; c — coeziunea disponibilă (t/m^2); γ_a — greutatea volumetrică în stare naturală (t/m^3); H — înălțimea taluzului (m).

Numărul de stabilitate N_0 se determină în funcție de unghiul taluzului β și factorul de adîncime d din fig. 4.43. Această nomogramă a fost construită pe baza unor soluții matematice exacte [26, 55]. Graficul indică că pentru $\beta < 53°$ numărul de stabilitate depinde numai de panta taluzului iar arcul circular critic trece întotdeauna prin piciorul taluzului. Pentru taluze cu $\beta < 53°$, arcul circular poate trece prin, pe sub sau pe deasupra piciorului taluzului.

Localizarea centrului arcului critic se face folosind coordonatele

$$X_0 = x_0 H \text{ și } Y_0 = y_0 H, \tag{4.116}$$

BCU CENTRALA UNIVERSITARA LIBRARY

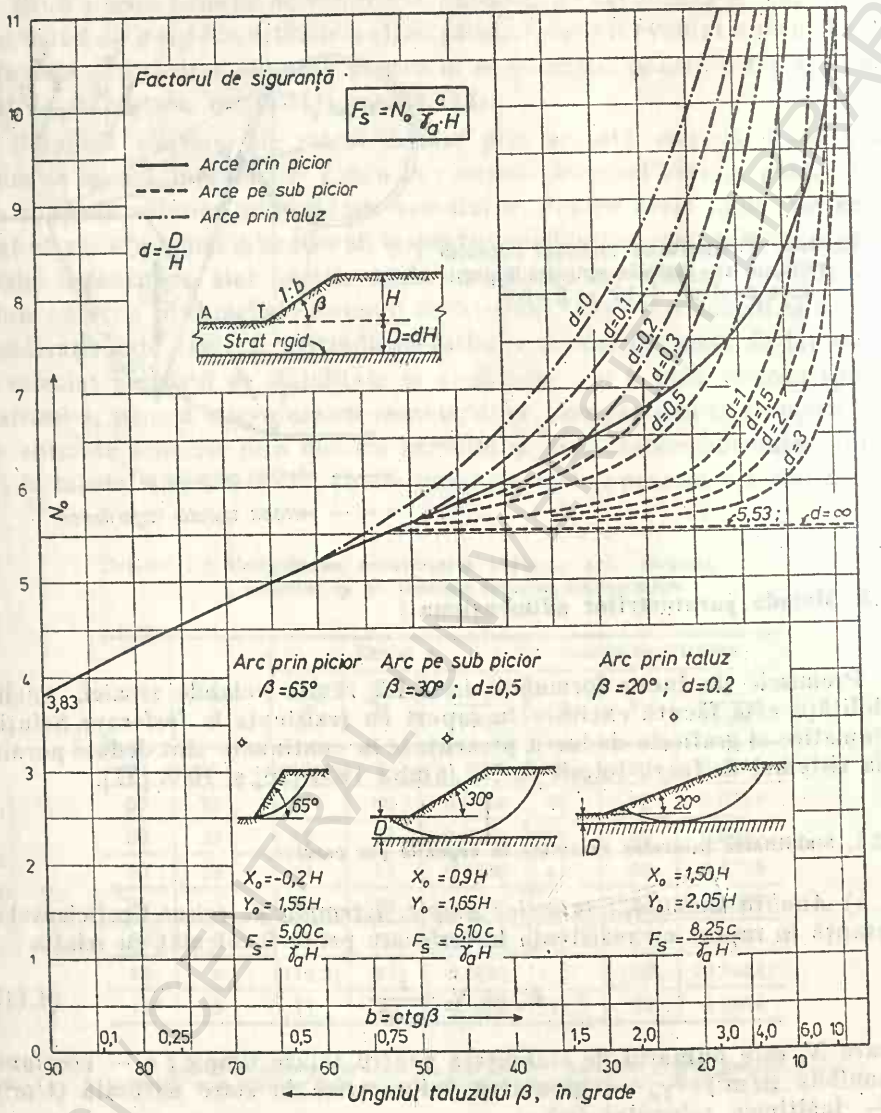


Fig. 4.43. Numărul de stabilitate pentru un taluz simplu, cînd $\varphi = 0$. [26, 55].

în care coordonatele unitare adimensionale x_0 și y_0 se determină din nomograma din fig. 4.44, în funcție de β și d.

Metodologia de interpolare a valorilor N_0, x_0 și y_0 este exemplificată pentru trei cazuri reprezentative, în fig. 4.43.

APLICAȚIA 4.1.3.1-a. Se reia exemplul analizat în aplicația 4.1.2.4-a: $H = 9$ m; $c_u = 0,3$ kg/cm²; $\gamma_a = 1,9$ t/m³; $d = 1$.

Rezolvare:

1) $N_0 = 8,55$ (ec. 4.115). Din figura 4.43, pentru $N_0 = 8,55$ și $d = 1$, se obține $\beta = 9°$.

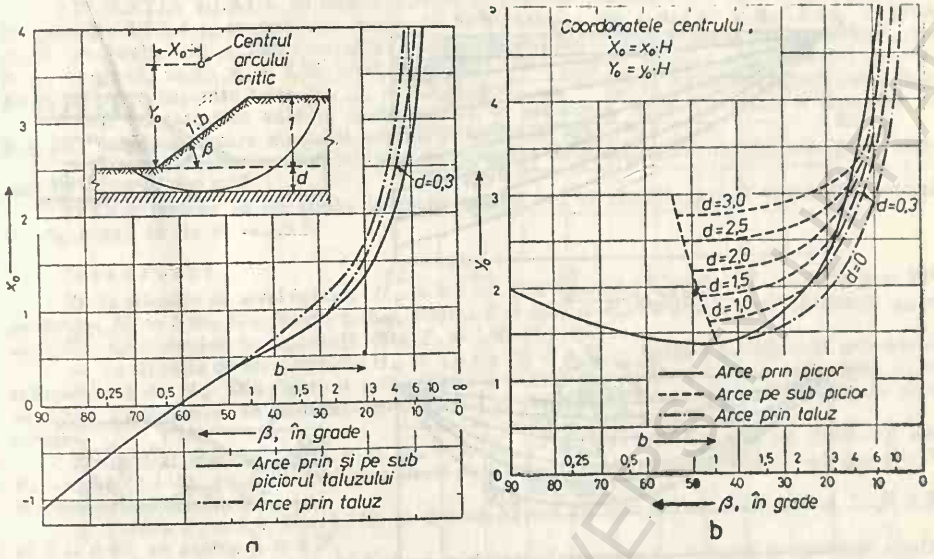


Fig. 4.44. Coordonatele centrului arcului critic cînd -0 [26, 55].
a — abscisa și *b* — ordonata.

2) $\operatorname{ctg}\beta = 1{,}8$; $\beta = 29°$. Din figura 4.43, pentru $\beta = 29°$ și $d = 1$, rezultă $N_0 = 5{,}80$. Coeziunea solicitată este $c_e = 4{,}4$ t/m² (cc. 4.115). Rezultatele sînt identice cu cele obținute anterior prin metoda cercului de frictiune.

b. *Efectul încărcării taluzelor cu sarcini uniform distribuite. Exemplu de calcul.* Coeficientul de siguranță poate fi calculat cu relația:

$$F_s = \mu_q \cdot N_0 \frac{c}{\gamma_a H + q}, \tag{4.117}$$

în care μ_q este un factor adimensional de reducere care se determină în funcție de raportul adimensional $q/\gamma_a \cdot H$ și caracteristicile geometrice ale taluzului (β și d) din fig. 4.45 *a*.

APLICAȚIA 4.1.3.1-b. În aval de Slatina, terasele 1-a și a 2-a ale Oltului au o cuvertură acoperitoare cu grosimea de 4—8 m, constituită din argile grase de culoare închisă, cu unghiuri de frecare interioară (de regulă) mai mici de 10° [53]. În asemenea cazuri, în analizele preliminare de stabilitate, se poate considera, pentru simplificare, că $\varphi = 0$. După cum se va vedea, eroarea (asigurarea) introdusă nu depășește, de regulă, 5%.

Pe suprafața teraselor amintite, foarte bine dezvoltate pe malul drept, se consideră un amplasament în care grosimea cuverturii acoperitoare este, în medie, de 6 m. Pentru fundarea unor obiective industriale, se execută o excavație cu adîncimea de 4 m. Necesitățile de șantier impun încărcarea taluzelor, în partea superioară, cu o sarcină uniform distribuită $q = 1{,}1$ t/m². Pentru $\gamma_a = 1{,}92$ t/m³; $c = 2{,}1$ t/m² și $\varphi \cong 0$ se cere: 1) coeficientul de siguranță al taluzului cînd $\beta = 43°$; 2) la ce pantă a taluzului coeficientul de siguranță este $F_s = 1{,}5$?

Rezolvare:

1) Pentru $\beta = 43°$ și $d = 2/4 = 0{,}5$, există posibilitatea apariției unei suprafețe de rupere prin sau pe sub piciorul taluzului. Urmează a fi studiate ambele posibilități.

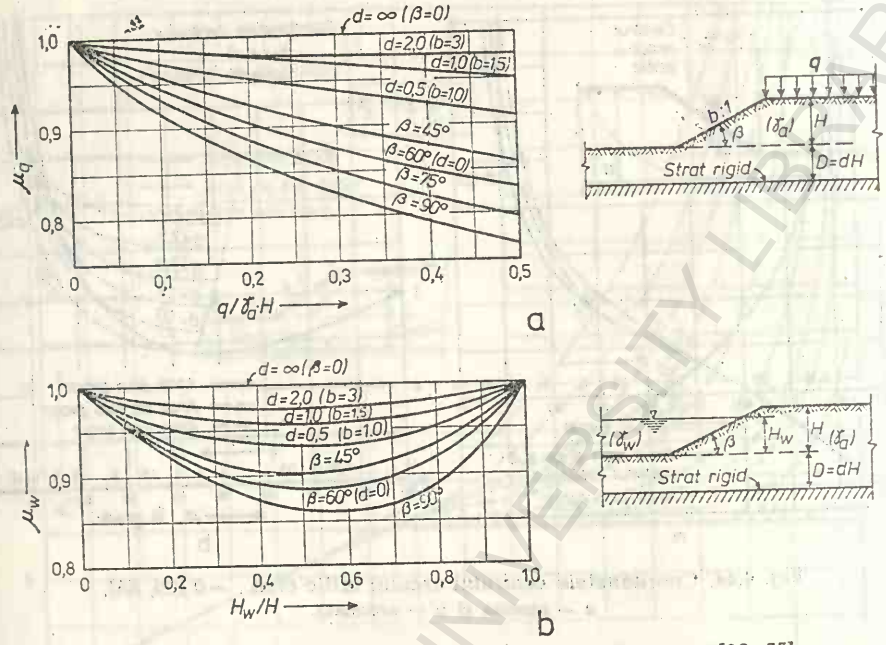


Fig. 4.45. Evaluarea factorilor de reducere μ_q și μ_w. [26, 55].

— Arcul critic trece pe sub piciorul taluzului. Din figura 4.43, pentru $\beta = 43°$ și $d = 0{,}5$, se obține $N_0 = 5{,}75$. Din figura 4.45 *a*, pentru $q/\gamma_a \cdot H = 0{,}143$ și $d = 0{,}5$, rezultă $\mu_q = 0{,}965$. Coeficientul de siguranță este $F_s = 1{,}33$ (ec. 4.117).

— Arcul critic trece prin piciorul taluzului. Din figura 4.43, pentru $\beta = 43°$, se obține $N_0 = 5{,}90$, independent de valoarea lui d. Din figura 4.45, *a*, pentru $\beta = 43°$ și $q/\gamma_a \cdot H = 0{,}143$, se deduce $\mu_q = 0{,}95$. Factorul de siguranță este $F_s = 1{,}34$, ec. (4.117).

Din punct de vedere practic, cele două rezultate sînt identice.

Notă. Dacă se admite $q = 0$, folosind (4.115), se obține $F_s = 1{,}57$. Rezultă că prin încărcarea taluzului cu o sarcină uniform distribuită $q = 1{,}1$ t/m² coeficientul de siguranță se reduce cu 15%.

2) Pentru $F_s = 1{,}5$; $\gamma_a = 1{,}92$ t/m³ ; $H = 4\,m$; $q = 1{,}1$ t/m² ; $\mu_q = 0{,}965$ și $c = 2{,}1$ t/m² se calculează $N_0 = 6{,}50$ (4.117). Din figura 4.43, pentru $N_0 = 6{,}50$ și $d = 0{,}5$, se obține $\beta = 23°$. Se recomandă un taluz asigurat cu panta 1 : 2,5.

c. *Taluz parțial submers. Efectul coborîrii nivelului apei într-un bazin limitrof.* Dată fiind natura depozitelor la care analizele de tip $\varphi = 0$ pot fi aplicate (roci cu granulație fină, permeabilitate redusă și înălțime capilară mare), se poate considera că acestea sînt, practic, în stare saturată, indiferent de poziția nivelului apei în bazinul vecin. Erorile asociate acestei considerații sînt mici și întotdeauna conduc la rezultate mai asigurate. În această premisă, factorul de siguranță se poate calcula cu relația :

$$F_s = \mu_w \cdot N_0 \frac{c}{\gamma_{sat} H - \gamma_w \cdot H_w}, \qquad (4.118)$$

în care μ_w este un factor adimensional de reducere a cărui mărime se determină din fig. 4.45 *b*, în funcție de raportul H_w/H și elementele geometrice ale taluzului (β și d).

APLICAȚIA 4.1.3.1-c. În depozite argiloase-prăfoase nisipoase, de tipul celor prezentate în aplicația 4.1.2.4-a, cu grosimea medie de 14 m, se sapă un canal pe $H = 7{,}5$ m. Valorile medii ale coeficienților fizico-mecanici pentru formațiunea acoperitoare psamo-pelitică, relativ omogenă, sînt: $\gamma_a = 2{,}00$ t/m³, $c_n = 2{,}63$ t/m², $\varphi \approx 0$. Nivelul apei în canal are variații periodice cuprinse între $H_{w\,max} = 6{,}5$ m și $H_{w\,min} = 3{,}5$ m (față de piciorul taluzului).

1) Să se calculeze valorile coeficientului de siguranță, pentru o pantă a taluzului de $\beta = 28°$, corespunzătoare nivelului maxim și minim al apei.

2) Care este valoarea coeficientului de siguranță în situația cînd canalul este golit complet ($\beta = 28°$)?

3) Care trebuie să fie panta taluzului pentru ca, în situația golirii canalului, factorul de siguranță să fie $F_s = 1{,}5$?

Rezolvare.

1) În situația de nivel maxim ($H_w = 6{,}5$ m). Din figura 4.43, pentru $d = 0{,}87$ și $\beta = 28°$, se obține $N_0 = 5{,}95$. Din figura 4.45 *b*, pentru $d = 0{,}87$ și $H_w/H = 0{,}87$, se determină $\mu_w = 0{,}975$. Coeficientul de siguranță este $F_s = 1{,}97$ (4.118).

— În situația de nivel minim ($H_w = 3{,}5$ m). $N_0 = 5{,}95$ — valoare determinată anterior — independent de H_w. Din figura 4.45 *b*, pentru $d = 0{,}87$ și $H_w/H = 0{,}47$, se determină $\mu_w = 0{,}952$. Coeficientul de siguranță este $F_s = 1{,}29$, cu 28% mai mic față de situația de nivel maxim.

2) Canalul este golit ($H_w = 0$, $\mu_w = 1$, $\gamma_{sat} = 2$ t/m³). Coeficientul de siguranță este $F_s = 1{,}04$ (4.115), cu 42% mai mic decît la nivelul maxim. Acum, taluzele sînt practic în stare de echilibru limită.

3) Pentru $F_s = 1{,}5$, din (4.115) se deduce $N_0 = 8{,}56$. Din figura 4.43, pentru $N_0 = 8{,}56$ și $d = 0{,}87$, se obține $\beta \approx 8{,}5°$.

Notă. Un taluz cu panta de 8,5° nu poate constitui o soluție tehnică acceptabilă pentru lucrări de acest tip. Calculînd F_s pentru diferite valori ale nivelului apei în canal, se poate trasa graficul $F_s = f(H)$ (vezi aplicația 4.1.3.1-d) din care se deduce valoarea minimă a lui H_w pînă la care poate coborî nivelul apei astfel încît coeficientul de siguranță să nu coboare sub 1,5 (vezi fig. 4.46).

APLICAȚIA 4.1.3.1-d. Se consideră un canal săpat pe $H = 6{,}5$ m adîncime în depozite de tipul celor din exemplul anterior. Cunoscînd $\gamma_{sat} = 2{,}09$ t/m³; $c_n = 2{,}9$ t/m² și $\varphi \approx 0$, să se arate cum variază coeficientul de siguranță al taluzelor canalului în timpul coborîrii nivelului apei, pentru un unghi de taluz $\beta = 56°$.

Rezolvare.

Pentru $\beta = 56°$, în toate situațiile, independent de valoarea factorului de adîncime d, arcele critice trec prin piciorul taluzului. Din figura 4.43, pentru $\beta = 56°$, se obține $N_0 = 5{,}35$. Folosind (4.118) s-au calculat coeficienții de siguranță pentru diferite valori ale raportului H_w/H. Pe baza datelor rezultate s-a construit graficul din figura 4.46, care permite efectuarea

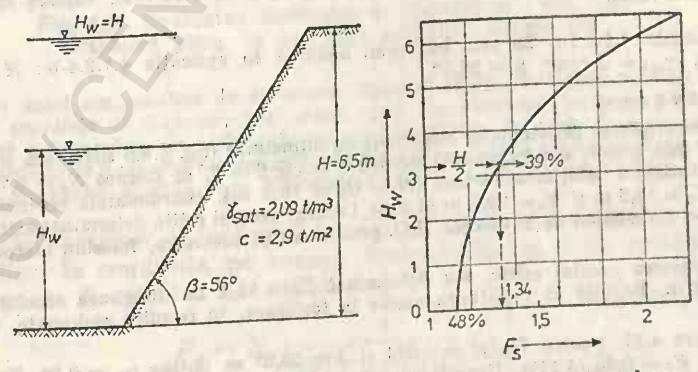


Fig. 4.46. Modificarea coeficientului de siguranță în timpul coborîrii nivelului apei într-un rezervor limitrof.

următoarelor comparații: $F_s = 2{,}19$ pentru $H_w = H = 6{,}5$ m; $F_s = 1{,}34$ pentru $H_w = H/2 = 3{,}25$ m; $F_s = 1{,}14$ pentru $H_w = 0$. Rezultă că prin golire factorul de siguranță se micșorează cu 48%, față de situația inițială, din care 39% corespunde coborîrii nivelului în jumătatea superioară și numai 9% în cea inferioară. Această concluzie este deosebit de importantă pentru proiectarea și stabilirea regimului de exploatare (rațională) a canalelor, digurilor și barajelor din pămînt.

d. *Aprecierea influenței crăpăturilor (de contracție) asupra coeficientului de siguranță. Exemple de calcul.* În asemenea condiții, coeficientul de siguranță poate fi calculat cu relația:

$$F_s = \mu_T N_0 \frac{c}{\gamma_a H}, \tag{4.119}$$

în care μ_T este un factor adimensional de reducere care se determină din fig. 4.47 în funcție de raportul H_T/H și caracteristicile geometrice ale taluzului (β și d). Fig. 4.47 conține două grafice: a) pentru cazul cînd crăpăturile sînt pline cu apă (acționează și presiunea hidrostatică) și b) pentru cazul cînd crăpăturile sînt uscate.

APLICAȚIA 4.1.3.1-e. Pentru executarea unui tronson de cale ferată, se fac excavații în depozite argiloase de tipul celor descrise în aplicația 4.1.3.1-b pe o adîncime de 4,5 m. Cuvertura acoperitoare pelitică, cu grosimea de 6 m, este afectată de crăpături (de uscare pe o adîncime de circa 1,2 m. Pentru $c = 3{,}3$ t/m², $\varphi \approx 0$, $\gamma_{sat} = 1{,}96$ t/m³ și $\gamma_a = 1{,}71$ t/m³ (valoare medie pentru anotimpurile uscate), să se determine care este valoarea coeficientului de siguranță al taluzelor în anotimpurile umede și uscate, pentru un unghi de taluz $\beta = 70°$

Rezolvare.

Primăvara și toamna, cînd crăpăturile sînt pline cu apă (situația cea mai defavorabilă). Din figura 4.43, pentru $\beta = 70°$ (arc prin picior), se obține $N_0 = 4{,}755$. Din figura 4.47 *a*, pentru $\beta = 70°$ și $H_T/H = 0{,}267$, se deduce $\mu_T = 0{,}84$. Coeficientul de siguranță este $F_s = 1{,}5$ (4.119). Taluzul este stabil.

Primăvara, toamna și iarna, cînd taluzul este practic în stare saturată, fără ca crăpăturile să fie pline cu apă. $N_0 = 4{,}755$, indiferent de prezența crăpăturilor (arc prin picior). Din figura 4.47 *b*, pentru $\beta = 70°$ și $H_T/H = 0{,}267$, se obține $\mu_T = 0{,}855$. Factorul de siguranță este $F_s = 1{,}52$ (4.119), cu 2% mai mare ca în situația precedentă.

Vara, în perioadele uscate, cînd greutatea volumetrică a depozitelor este $\gamma_a = 1{,}71$ t/m³. Coeficientul de siguranță este $F_s = 1{,}74$, cu 17% mai mare față de situația cea mai defavorabilă.

Dacă se neglijează prezența crăpăturilor, în perioada cea mai defavorabilă ($\gamma_{sat} = 1{,}96$ t/m³ și $\mu_T = 1$), factorul de siguranță este $F_s = 1{,}78$ (4.119), valoare cu 20% mai mare decît cea reală.

APLICAȚIA 4.1.3.1-f. Se reia exemplul analizat în aplicația 4.1.2.4-b: $H = 17{,}6$ m, $H_T = 1{,}3$ m, $\gamma_{sat} = 2$ t/m³, $\beta = 26{,}5°$.

Rezolvare.

Deoarece creșterea rezistențelor nedrenate cu adîncimea (fig. 4.62) sugerează o suprafață de alunecare prin picior, din figura 4.43, pentru $b = \operatorname{ctg}\beta = 2$, se deduce $N_0 = 6{,}7$, $x_0 = 1{,}0$ și $y_0 = 1{,}8$. Folosind înălțimea fectivă ($H - H_T = 16{,}3$ m), coordonatele centrului arcului critic sînt: $X_0 = 16{,}3$ m și $Y_0 = 29{,}3$ m (4.116). Centrul arcului critic determinat astfel coincide (practic) cu cel determinat de Sevaldson [38]. prin încercări succesive, folosind metoda Bishop (fig. 4.62).

După trasarea arcului critic, s-a determinat $\Sigma l = 54{,}8$ m (lungimea arcului critic) și $\Sigma \tau_f \cdot l = 171$ t/m. Rezultă că rezistența medie la forfecare, în condiții nedrenate, este $c_n = 4{,}95$ t/m².

Din figura 4.47, pentru $H_T/H = 0{,}074$ și $\beta = 26{,}5°$ se obține $\mu_T = 0{,}99$. Factorul de siguranță este $F_s = 0{,}93$ (4.119). Rezultatul este identic cu cel obținut anterior prin metoda cercului de frictiune (vezi aplicația 4.1.2.4-b).

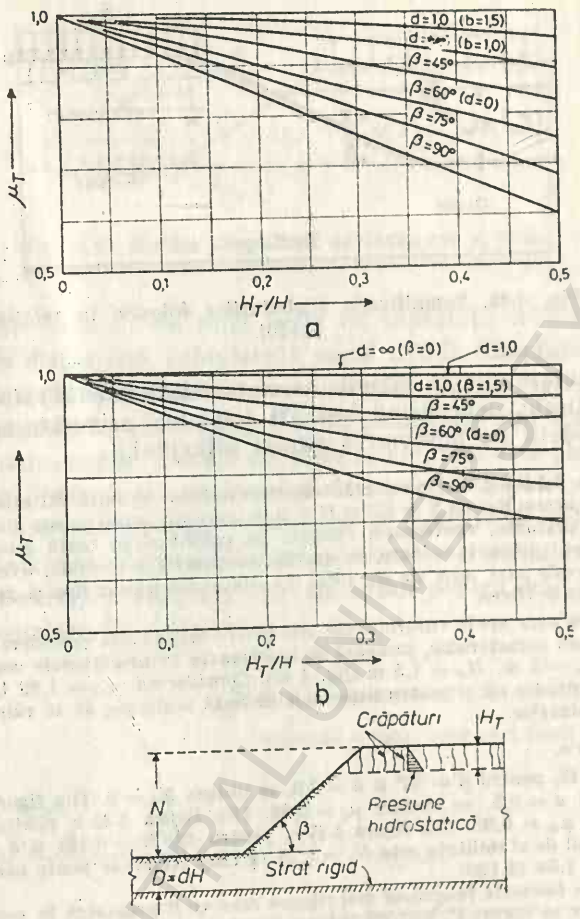


Fig. 4.47. Evaluarea factorului de reducere μ_T. [26, 55].
Crăpături pline cu apă *(a)*; crăpături uscate *(b)*.

Notă. În acest caz, analiza de stabilitate folosind eforturile totale conduce la determinarea unei suprafețe de alunecare mai adîncă decît cea observată pe teren (care coincide cu cea dedusă prin analiza de stabilitate folosind eforturile efective). În același timp, valoarea coeficientului de siguranță determinată mai sus este cu 7% mai mică față de cea găsită prin folosirea eforturilor efective (vezi aplicațiile 4.1.2.3-b, 4.1.3.2-f și 4.1.4.8-b).

e. *Efectul combinat al încărcării (cu sarcini uniform distribuite), submersiei și crăpăturilor.* În condițiile, pe contur, ilustrate în fig. 4.48, coeficientul de siguranță poate fi calculat cu relația:

$$F_s = N_s \frac{c}{\gamma_a H + q - \gamma_w \cdot H_w}, \tag{4.120}$$

în care $N_s = N_0 \cdot \mu_d = N_0 \cdot \mu_q \cdot \mu_w \cdot \mu_T$. În această relație μ_q, μ_w și μ_T sînt identici cu factorii de reducere deduși anterior, iar N_0 este numărul de stabi-

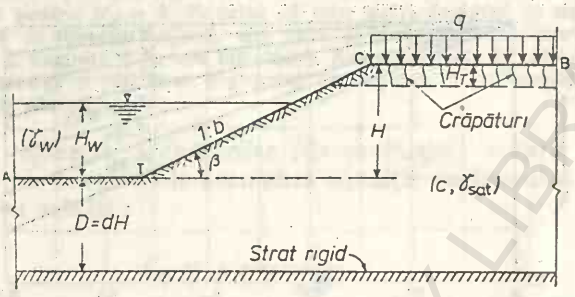


Fig. 4.48. Semnificația simbolurilor folosite în relația (4.120).

litate pentru taluze simple. Erorile asociate relației (4.120) sînt maxime pe tru taluze verticale, nedepășind însă 5% (sînt mai asigurate cu maxim 5% Erorile scad odată cu micșorarea pantei taluzului.

APLICAȚIA 4.1.3.1-g. Se consideră versantul natural al unei văi afluente unui riu zona unei viitoare acumulări cu $\beta = 32°$ și $H = 8$ m, care are următoarea alcătuire litologi 0—1,5 m, argile prăfoase, cuaternare, afectate de crăpături pe toată grosimea; 1,5—12 argile pliocene grase, închise la culoare, cu stratificație practic orizontală, avînd $c = 3{,}66$ t și $\varphi \approx 0$ (valori reale mai mici de 8—10°); 12—14,5 m nisipuri fine și grosiere, uneori elemente de pietriș acvifere.

În situația în care apele viitorului lac vor pătrunde pe valea considerată, taluzele ac teia, într-un tronson caracteristic, urmează să funcționeze în următoarele condiții pe cont $q = 1{,}22$ t/m², $H_w = 5$ m, $H_T = 1{,}5$ m (fig. 4.48). Considerînd $\gamma_{sat} = 1{,}92$ t/m³, atît pen formațiunea acoperitoare cît și pentru depozitele de bază argiloase, să se calculeze coeficien de siguranță al taluzelor.

Rezolvare.

Din figura 4.43, pentru $\beta = 32°$ și $d = 0{,}5$, se obține $N_0 = 6$. Din figura 4.45 *a*, pen $q/\gamma_{sat}H = 0{,}079$ și $d = 0{,}5$, se deduce $\mu_q = 0{,}98$. Din figura 4.45 *b*, pentru $H_w/H = 0{,}$ și $d = 0{,}5$, rezultă $\mu_w = 0{,}93$. Din figura 4.47 *a*, pentru $H_T/H = 0{,}185$ și $d = 0{,}5$, se obț $\mu_T = 0{,}96$. Numărul de stabilitate este $N_s = 5{,}25$ (4.120). Acum se poate calcula coeficien de siguranță $F_s = 1{,}66$ (4.120).

Notă. Dacă se folosește procedeul mai riguros care va fi prezentat în continuare, pen exemplul de mai sus, se obține $F_s = 1{,}70$, valoare cu 2,5% mai mare ca cea obținută anter

f. *Considerații asupra sarcinilor exterioare și neuniformității geometrice taluzelor.* Pentru a putea aplica sistemul de calcul propus în cele mai difer condiții pe contur, în multe cazuri este necesară simplificarea geometrică taluzului. În fig. 4.49 se prezintă un sistem de încărcări P_w, P_h, g și q, în c P_v și P_h sînt rezultantele forțelor orizontale (P_{1v}, P_{2v}, ..., P_{nv}) și, respect verticale (P_{1h}, P_{2h}, ..., P_{nh}). Este convenabil să fie introduși următorii pa metrii adimensionali:

$$n_q = \frac{q}{\gamma_a H};\quad n_g = \frac{g}{\gamma_a H};\quad n_v = \frac{2P_v}{\gamma_a H^2};\quad n_h = \frac{2P_h}{\gamma_a \cdot H^2};\quad n_M = \frac{2M_T}{\gamma_a H^3};\qquad (4.12$$

în care M_T este momentul forțelor P_v și P_h în raport cu piciorul taluzul

Procedeul folosit pentru determinarea sistemului simplificat de înc cări va fi ilustrat prin exemplificări. În fig. 4.50 se prezintă o secțiune tra versală printr-un taluz (vezi aplicația 4.1.3.1. — *h*) cu suprafață neuniform

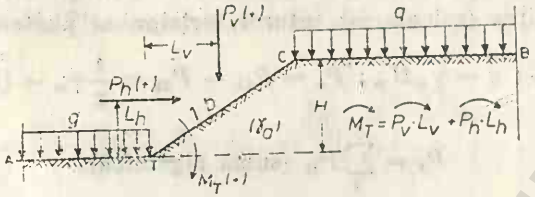


Fig. 4.49. Sistem simplificat de încărcare a taluzului.

Taluzul real este înlocuit cu unul fictiv cu suprafața $ATCB$, încărcat cu sarcina uniform distribuită, echivalentă masei $CIGB$. Simplificarea profilului taluzului aduce după sine apariția unor încărcări suplimentare. Semnele date sarcinilor de corecție, trecute în fig. 4.50 în paranteză, sînt stabilite prin admiterea următoarei reguli: dacă linia reală a terenului este plasată deasupra celei imaginare (lineare), atunci sarcina de corecție trebuie să fie pozitivă.

Presiunea hidrostatică care acționează pe porțiunea înclinată TC este luată în considerare prin intermediul componentelor orizontale și verticale P_{1h} și P_{5v}. În acest exemplu, simbolul P_{2h} este folosit pentru definirea rezultantei presiunii hidrostatice în crăpături.

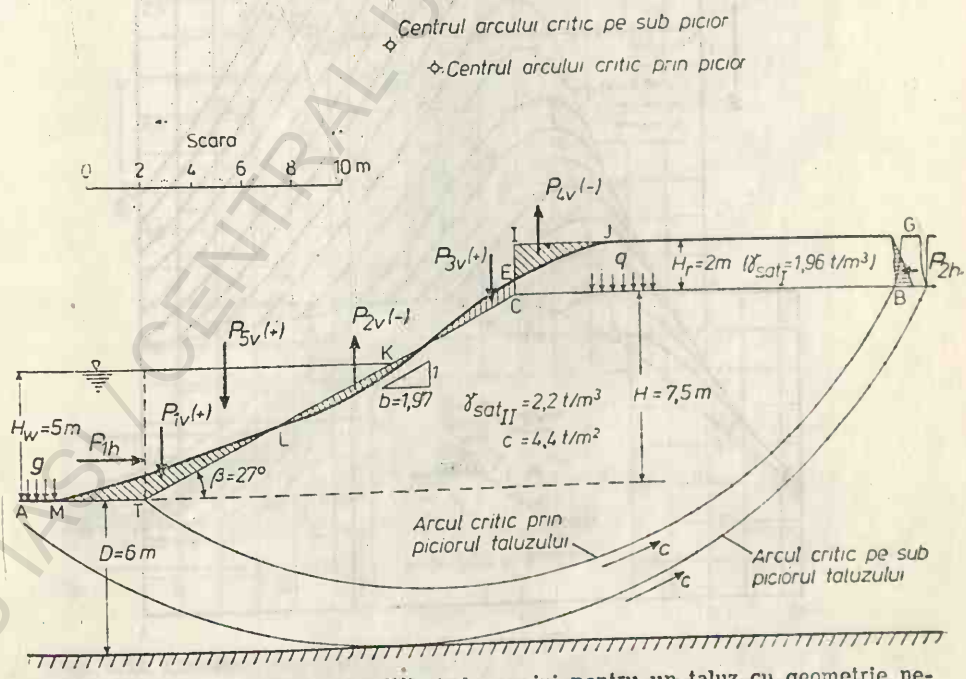


Fig. 4.50. Calculul sistemului simplificat de sarcini pentru un taluz cu geometrie neregulată.

BCU IAȘI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

După definirea (calcularea) tuturor forțelor, se poate scrie (fig. 4.50):

$$q = \gamma_{sat} H_T \; ; \; g = \gamma_w H_w \; ; \; P_h = P_{1h} - P_{2h} = \frac{1}{2}\gamma_w - (H_w^2 - H_T^2) \; ;$$

$$P_v = \sum_1^5 P_{tv} \text{ (sumă algebrică).}$$

g. *Analiza stabilității taluzelor încărcate.* Pentru taluzele cu unghiuri de pantă cuprinse între 20 și 53° există posibilitatea ca arcul critic să treacă prin sau pe sub piciorul taluzului. Neavînd posibilitatea alegerii din start a variantei mai defavorabile, în toate cazurile este necesară studierea ambelor arce.

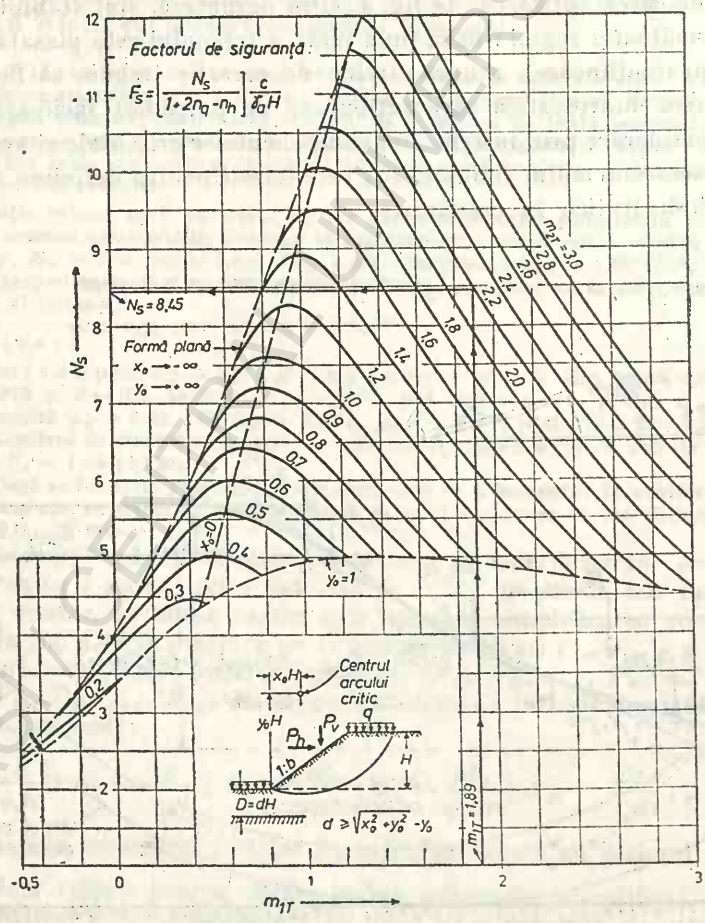


Fig. 4.51. Numărul de stabilitate N_s în cazul analizelor de tip $\varphi = 0$. Arcul critic trece prin piciorul taluzului [26, 55].

— *Analiza arcului prin piciorul taluzului.* Pe baza indicilor de încărcare, calculați cu relația (4.121), se pot determina următorii parametrii adimensionali de stabilitate:

$$m_{1T} = \frac{[(1 + 2n_q)b - n_v}{1 + 2n_q - n_h}; \quad m_{2T} = \frac{\left(\frac{1}{3} + n\right)(1 + b^2) - n_M}{1 + 2n_q - n_h}; \tag{4.122}$$

Cu m_{1T} și m_{2T} cunoscuți, se poate determina valoarea numărului de stabilitate (N_s) folosind nomograma din fig. 4.51. Sistemul de interpolare este exemplificat în figură. Acum se poate calcula factorul de siguranță cu relația:

$$F_s = \left[\frac{N_s}{1 + 2n_q - n_h}\right] \frac{c}{\gamma_a H}; \tag{4.123}$$

Coordonatele unitare adimensionale ale centrului arcului critic (x_0 și y_0) se determină din fig. 4.52 tot în funcție de m_{1T} și m_{2T}. Coordonatele centrului arcului critic se calculează cu relația (4.116).

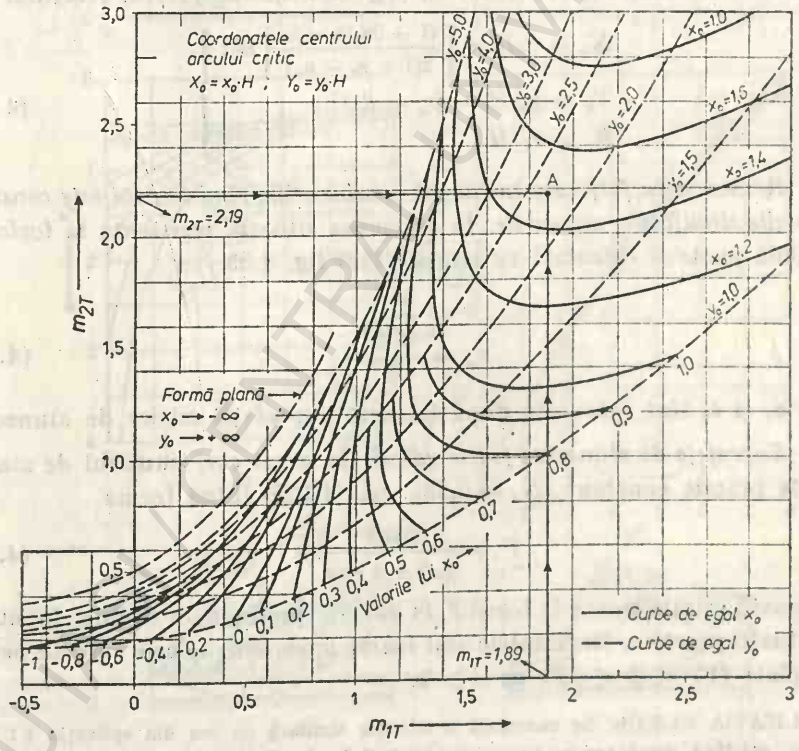


Fig. 4.52. Coordonatele centrului arcului critic prin piciorul taluzului în cazul analizelor de tip $\varphi = 0$ [26, 55].

— *Analiza arcului pe sub piciorul taluzului.* Parametrii adimensionali de stabilitate m_{1b} și m_{2b} se calculează, după determinarea indicilor de încărcare cu (4.121), folosind relațiile

$$\left.\begin{aligned} m_{1b} &= \frac{1 + 2n_q - n_h}{1 + n_q - n_g} \\ m_{2b} &= \frac{\frac{1}{3}(1 + b^2) + n_q - n_M}{1 + n_q - n_g} + \frac{b \cdot n_q (n_v - b \cdot n_g) - \frac{1}{4}(b - n_v)^2}{(1 + n_q - n_g)^2} \end{aligned}\right\} \quad (4.124)$$

În fig. 4.53 se exemplifică felul în care se calculează r_c și N_s. După determinarea numărului de stabilitate (N_s), coeficientul de siguranță minim se calculează cu relația

$$F_s = \left[\frac{N_s}{1 + 2n_q - n_g}\right]\frac{c}{\gamma_a H} = \frac{N_s \cdot c}{\gamma_a H + q - g}; \quad (4.125)$$

Localizarea arcului critic pe sub piciorul taluzului, tangent la un strat mai rigid plasat la adîncimea $D = dH$, se face prin calcularea coordonatelor centrului acestuia X_0, Y_0 și a razei R_c (fig. 4.53 *e*), cu ajutorul relațiilor:

$$\left.\begin{aligned} X_0 &= x_0 H = \left[\frac{(1 + 2n_q)b - n_v}{2(1 + n_q - n_g)}\right] H; \\ Y_0 &= y_0 \cdot H = (r_c - d)H; \\ R_c &= r_c \cdot H; \end{aligned}\right\} \quad (4.126)$$

— *Rezistența la forfecare în lungul arcului critic cînd taluzul este constituit din depozite stratificate, orizontale.* În asemenea situații, rezistența la forfecare disponibilă poate fi calculată cu relația (vezi fig. 4.53 *f*):

$$c_m = \frac{\sum_1^n \alpha_i c_i}{0}; \quad (4.127)$$

în care α_i și c_i sînt măsurate după trasarea suprafeței critice de alunecare.

— *Suprafețe de alunecare foarte adînci.* În acest caz, numărul de stabilitate este practic constant ($N_s = 5{,}53$), ec. (4.125) luînd forma

$$F_s = \frac{5{,}53\, c}{\gamma_a H + q - g} \quad (4.128)$$

Această relație poate fi folosită în calcule preliminare rapide, în numeroase situații practice. Rezultatele sînt foarte apropiate de cele corecte pentru taluze plate ($15° < \beta < 35°$) cu $d > 2$.

APLICAȚIA 4.1.3.1-h. Se consideră o situație similară cu cea din aplicația 4.1.3.1-g (fig. 4.50), existînd următoarea succesiune litologică: 0—2 m, argile prăfoase cuaternare, afectate de crăpături pe toată grosimea, cu $\gamma_{sat} = 1{,}96$ t/m³; 2—13,5 m argile pliocene, grase, închise la culoare, cu $\gamma_{sat} = 2{,}2$ t/m³, $c = 4{,}4$ t/m² și $\varphi = 0$; 13,5—15,7 m, nisipuri

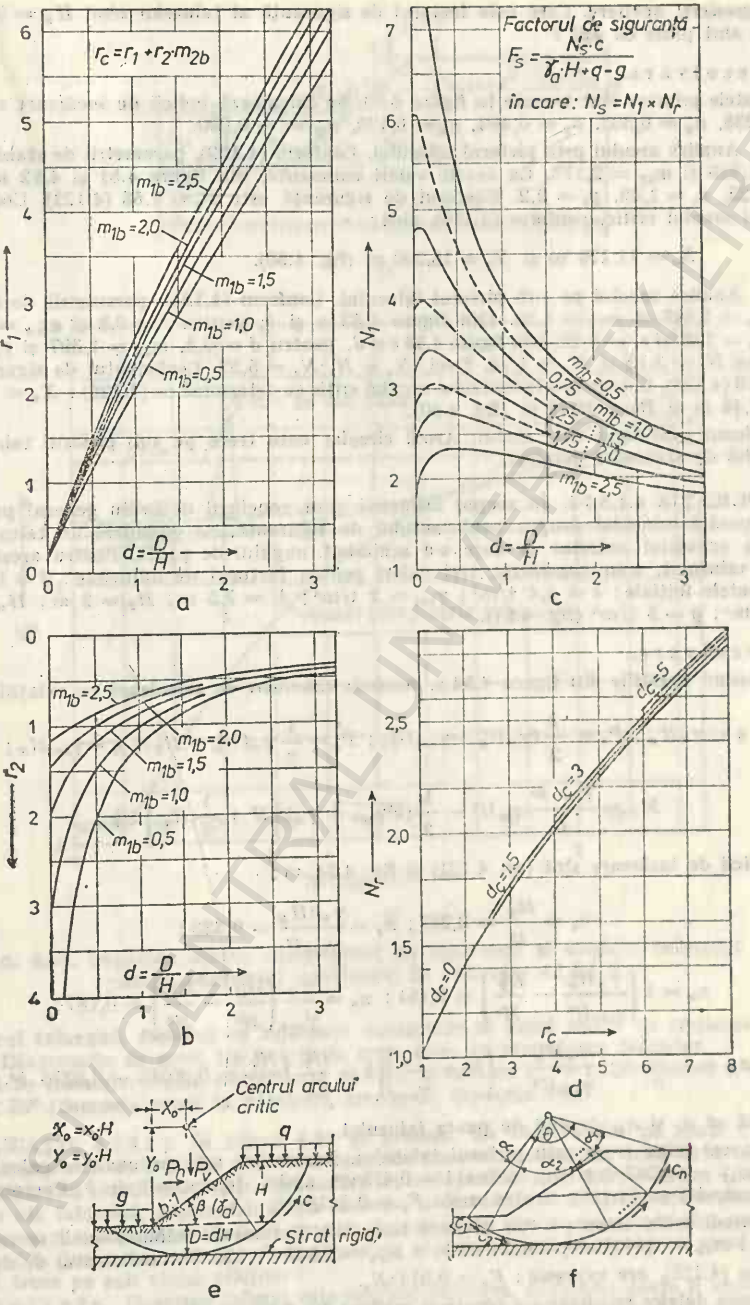


Fig. 4.53. Numărul de stabilitate, coordonatele centrului arcului critic și raza critică, pentru cazul suprafețelor de alunecare care trec pe sub piciorul taluzului ($\varphi = 0$)—[26, 55].

BCU IAȘI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

fine și grosiere, acvifere. Care este factorul de siguranță al taluzelor cînd $H_w = 5$ m și crăpăturile sînt pline cu apă?

Rezolvare.

Datele primare sînt trecute în figura 4.50. Se calculează indicii de încărcare cu (4.121) $n_q = 0{,}238$, $n_g = 0{,}303$, $n_\gamma = 0{,}404$, $n_h = 0{,}170$, $n_M = -0{,}050$.

— Analiza arcului prin piciorul taluzului. Conform (4.122), parametrii de stabilitate sînt $m_{1T} = 1{,}916$ și $m_{2T} = 2{,}173$. Cu aceste valori cunoscute, din figura 4.51 și 4.52 se deduce: $N_s = 8{,}25$, $x_0 = 1{,}49$, $y_0 = 2{,}2$. Factorul de siguranță este $F_s = 1{,}68$ (4.123). Coordonatele centrului arcului critic, conform (4.116), sînt:

$$X_0 = 11{,}175 \text{ m și } Y_0 = 16{,}500 \text{ m (fig. 4.50).}$$

— Analiza arcului pe sub piciorul taluzului. Conform (4.124), parametrii de stabilitate sînt $m_{1b} = 1{,}397$ și $m_{2b} = 1{,}26$. Din figura 4.53 *a* și *b*, pentru $d = 0{,}8$ și $m_{1b} = 1{,}397$, se obține $r_1 = 1{,}95$ și $r_2 = 0{,}95$. Din figura 4.53 *c* și *d*, pentru $d = 0{,}8$, $m_{1b} = 1{,}397$ și $r_c = 3{,}128$, se deduce $N_1 = 3{,}13$ și $N_r = 1{,}78$. Deci, $N_s = N_1 \cdot N_r = 5{,}57$. Coeficientul de siguranță este $F_s = 1{,}59$ (4.125). Coordonatele centrului arcului critic se determină cu (4.126): $X_0 = 10{,}039$ m, $Y_0 = 17{,}46$ m și $R_c = 23{,}46$ m (fig. 4.50).

Taluzul considerat este stabil. Arcul circular care trece pe sub piciorul taluzului are potențialul de alunecare maxim.

APLICAȚIA 4.1.3.1-i. În scopul deducerii unor concluzii de ordin general privind influența pantei taluzului asupra coeficientului de siguranță, se consideră un taluz de tipul celui din exemplul anterior la care s-a schimbat unghiul de pantă. Pentru arcele pe sub piciorul taluzului, s-au considerat trei valori pentru factorul de adîncime: $d = 0{,}6$; 1, 2, și ∞. Datele inițiale: $c = 4{,}4$ t/m²; $\gamma_{sat} = 2$ t/m³; $H = 7{,}5$ m; $H_T = 2$ m; $H_w = 5$ m; $q = 4$ t/m²; $g = 5$ t/m² (fig. 4.54).

Rezolvare.

Folosind notațiile din figura 4.54 *a*, *sarcinile exterioare* se calculează cu relațiile:

$$g = \gamma_w H_w;\quad P_\gamma = \frac{b}{2}(\gamma_w H_w^2 - \gamma_{sat} H_T^2);\quad P_h = \frac{1}{2}\gamma_w (H_w^2 - H_T^2);\quad q = \gamma_{sat} H_T;$$

$$M_T = \frac{1+b^2}{6}\gamma_w H^3 - \frac{1}{2}(b^2\gamma_{sat} + \gamma_w)\left(H + \frac{1}{3}H_T\right)H_T^2;$$

Indicii de încărcare sînt (ec. 4.121) și fig. 4.54 *a*):

$$n_q = \frac{H_T}{H} = 0{,}267;\quad n_g = \frac{\gamma_w \cdot H_w}{\gamma_{sat} H} = 0{,}333;$$

$$n_\gamma = b\left(\frac{\gamma_w H_w^2}{\gamma_{sat} H^2} - \frac{H_T^2}{H^2}\right) = 0{,}151;\quad n_h = \frac{\gamma_w}{\gamma_{sat}}\left(\frac{H_w^2}{H^2} - \frac{H_T^2}{H^2}\right) = 0{,}187;$$

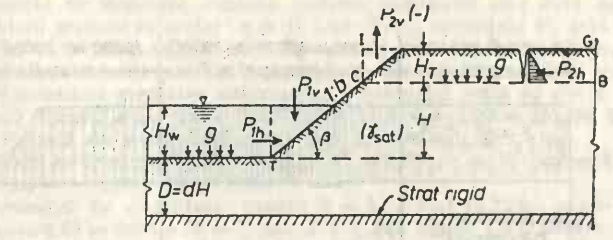
$$n_M = \frac{1+b^2}{3}\cdot\frac{\gamma_w H_w^3}{\gamma_{sat} H^2} - \left(b^3 + \frac{\gamma_w}{\gamma_{sat}}\right)\left(1 + \frac{H_T^2}{3H}\right)\frac{H_T^2}{H^2} = 0{,}00595 - 0{,}0375\ b^2.$$

Se observă că n_γ și n_M depind de panta taluzului.

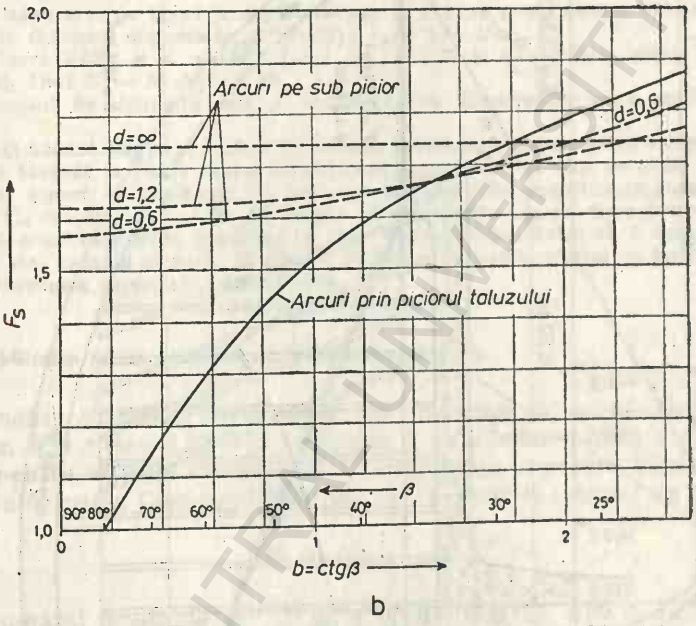
— Arcul critic trece prin piciorul taluzului. Parametrii adimensionali se calculează cu (4.122): $m_{1T} = 1{,}0267 \cdot b$ și $m_{2T} = 0{,}411 + 0{,}473 \cdot b^2$, ambii dependenți de b. Factorul de siguranță, calculat cu (4.123), are expresia $F_s = 0{,}2178 \cdot N_s$.

— Arcul critic trece pe sub piciorul taluzului. Parametrii adimensionali se calculează cu (4.124): $m_{1b} = 1{,}44$ (independent de b) și $m_{2b} = 0{,}636 + 0{,}135 \cdot b^2$. Coeficientul de siguranță, calculat cu (4.125), are expresia: $F_s = 0{,}314 \cdot N_s$.

Pe baza datelor rezultate s-a construit graficul din figura 4.54 *b*, care permite deducerea următoarelor observații: pentru unghiuri de taluz mai mici de 32°, arcul cel mai periculos trece pe sub piciorul taluzului, indiferent de valoarea lui d; pentru $\beta > 32°$ arcul critic trece



a



b

Fig. 4.54. Legătura dintre coeficientul de siguranță și unghiul taluzului pentru exemplul considerat în aplicația 4.1.3.1.-i.

prin piciorul taluzului, factorul de siguranță micșorîndu-se rapid odată cu creșterea pantei taluzului. Diagramele de acest tip pot fi de mare folos în proiectarea taluzelor.

Dacă se folosește relația simplificată (4.128), se obține $F_s = 1{,}736$. Pentru $d < 0{,}6$ și $18° < \beta < 35°$ (domeniu uzual în practică), erorile nu depășesc 5%.

APLICAȚIA 4.1.3.1-j. În figura 4.55 se prezintă un chei fundat pe piloți. Pentru a imprima exemplului de față un grad mai mare de generalitate, a fost considerat un sistem complex de sarcini exterioare. Piloții sînt încastrați în depozitele de bază marnoase. Elementele geometrice ale taluzului, parametrii fizico-mecanici ai formațiunii acoperitoare argiloase-prăfoase-nisipoase și ai depozitelor de bază precum și sistemul de sarcini exterioare sînt prezentate în figura 4.55. Care este coeficientul de siguranță al construcției în raport cu arcul circular critic care trece pe sub vîrful piloților?

Rezolvare. Deoarece taluzul este complet submers, problema poate fi abordată în două feluri: folosind greutatea volumetrică în stare saturată, cînd trebuie luate în considerare componentele presiunii hidrostatice (P_h, P_v și g); folosind greutatea volumetrică în stare inundată, în care caz componentele presiunii hidrostatice sînt nule. Aici va fi folosit cel de al doilea procedeu.

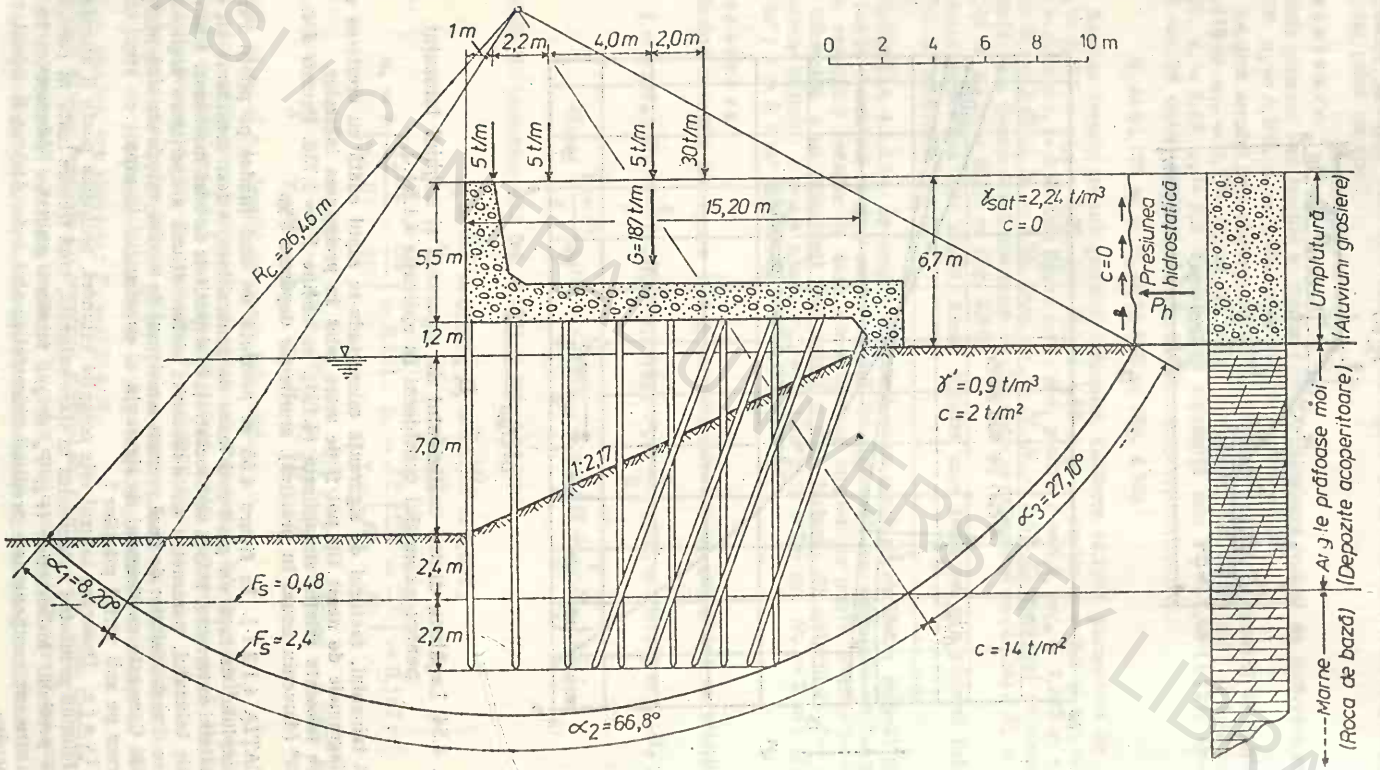


Fig. 4.55. Analiza stabilității unui chei fundat pe piloți.

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

— Sistemul de încărcare. Sarcina uniform distribuită este dată de materialul de umplutură (aluviuni grosiere saturate): $q = 15$ t/m². Forța orizontală P_h este rezultanta presiunii hidrostatice în crăpăturile umpluturii: $P_h = 22{,}44$ t/m. Eforturile verticale concentrate sînt date de sarcinile existente pe chei (macarale și construcții auxiliare) și de greutatea infrastructurii (se consideră greutatea volumetrică a betonului egală cu cea a aluviunilor saturate care formează umplutura): $P_v = 3 \cdot 5 + 30 + 15{,}20 \cdot 5{,}5 \cdot 2{,}24 = 232{,}26$ t/m. Momentul forțelor P_h și P_v față de piciorul taluzului este $M_T = 1\,455{,}42$ t m/m.

— Indicii de încărcare sînt (4.121): $n_g = 2{,}38$; $n_q = 0$ (întrucît se lucrează cu γ'); $n_v = 10{,}53$; $n_h = -1{,}02$; $n_M = 9{,}43$.

— Parametrii de stabilitate pentru $b = 2{,}17$ sînt (4.124): $n_{1b} = 2{,}01$ și $m_{2b} = 1{,}71$.

Din figura 4.55 se deduce $D = 7$, deci $d = 1$. Din figura 4.53, pentru $d = 1$ și $m_{1b} = 2{,}01$, se obține $r_1 = 2{,}50$ și $r_2 = 0{,}75$. Rezultă că $r_c = r_1 + r_2 \cdot m_{2b} = 3{,}78$.

Coordonatele centrului arcului critic sînt (4.126): $R_c = 26{,}46$ m; $X_0 = 2{,}039$ m și $Y_0 = 20{,}37$ m (fig. 4.55).

După măsurarea pe figură a unghiurilor α_1, α_2 și α_3, se poate calcula valoarea medie a rezistenței la forfecare disponibilă cu (4.127): $c_m = 9{,}94$ t/m².

Din figura 4.53 *c* și *d*, pentru $d = 1$, $m_{1b} = 2{,}01$ și $r_c = 3{,}78$ se obține: $N_1 = 2{,}55$ și $N_r = 2{,}02$. Deci $N_s = N_1 \cdot N_r = 5{,}15$.

Coeficientul de siguranță este $F_s = 2{,}4$ (4.125). Construcția are o stabilitate bine asigurată.

Notă. O analiză completă a cheiului considerat impune obligativitatea verificării stabilității arcului tangent la limita dintre formațiunea acoperitoare și roca de bază. Factorul de siguranță în raport cu rezistența la forfecare a depozitelor acoperitoare poate fi estimat astfel: $F_{s1}/F_{s2} = c_1/c_2$; $F_s = 0{,}48$. Se deduce că construcția are un mare potențial de alunecare după arcul tangent la contactul cu roca de bază. Stabilitatea va fi asigurată numai dacă piloții sînt capabili să preia, la nivelul contactului amintit, efortul de forfecare necompensat de coeziunea depozitelor acoperitoare.

4.1.3.2. Stabilitatea taluzelor executate în depozite cu $\varphi > 0$.

a. *Analiza stabilității taluzelor simple. Exemple de calcul.* Graficele din fig. 4.56 *a*, *b* și *c* (sau 4.57 *a* și *b*) permit determinarea rapidă a elementelor necesare pentru calculul coeficientului de siguranță și pentru localizarea centrului arcului critic. Coeficientul de siguranță poate fi calculat cu relația

$$F_s = N_{cf} \frac{c}{\gamma_a H}; \tag{4.129}$$

în care numărul de stabilitate (N_{cf}) se obține din fig. 4.56 *a*, în funcție de unghiul taluzului (β) și coeficientul adimensional

$$\lambda_{c\varphi} = \frac{\gamma_a H \operatorname{tg} \varphi}{c}; \tag{4.130}$$

Coordonatele centrului arcului critic se calculează cu (4.116), în care coordonatele unitare adimensionale x_0 și y_0 se deduc din fig. 4.56 *b* în funcție de β și $\lambda_{c\varphi}$.

APLICAȚIA 4.1.3.2-a. Se reia exemplul analizat în aplicația 4.1.2.4-c (numai întrebarea a treia): $H = 5$ m; $\beta = 90°$; $\gamma_a = 1{,}8$ t/m³; $\varphi = 10°$; $c = 4$ t/m²; $F_s = ?$

Rezolvare.

$\lambda_{c\varphi} = 0{,}396$ (4.130). Din figura 4.56 *a*, pentru $\beta = 90°$ și $\lambda_{c\varphi} = 0{,}396$, se obține $N_{cf} = 4{,}15$. Coeficientul de siguranță este $F_s = 1{,}84$ (4.129).

Din figura 4.57, pentru $b = 0$ și $\lambda_{c\varphi} = 0{,}396$, se obține $F_{cz}/F_s = 0{,}92$, deci în formarea valorii lui F_s rezistențele coezive contribuie cu 92%, sau $F_s = F_{cz} + F_{fr} = 1{,}70 + 0{,}14 = 1{,}84$.

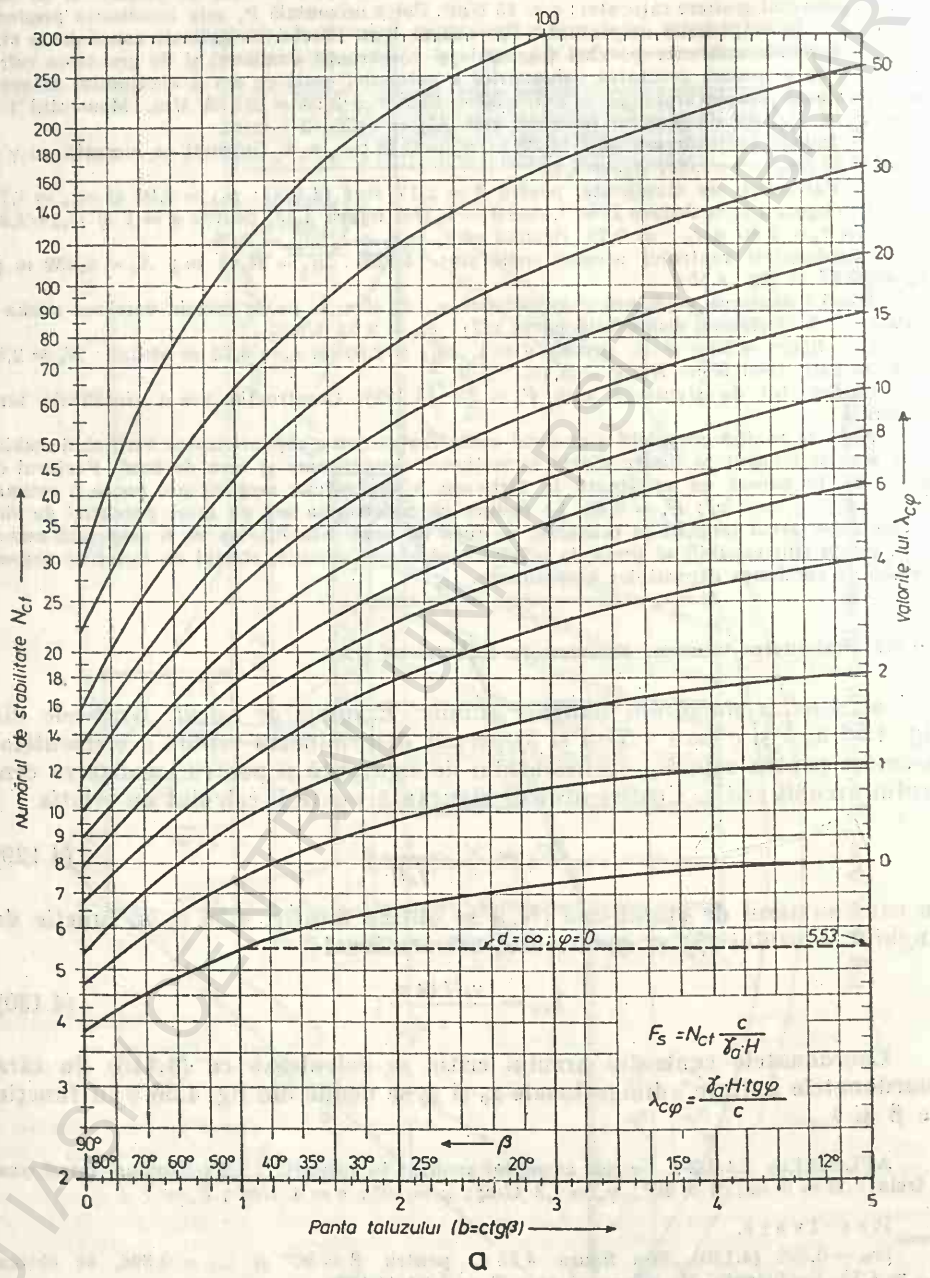


Fig. 4.56. a. Determinarea numărului de stabilitate N_{ct} în cazul analizelor de tip $\varphi - c$. Arcul critic trece prin piciorul taluzului [26, 55].

BCU IAȘI CENTRUL UNIVERSITAR LIBRARY

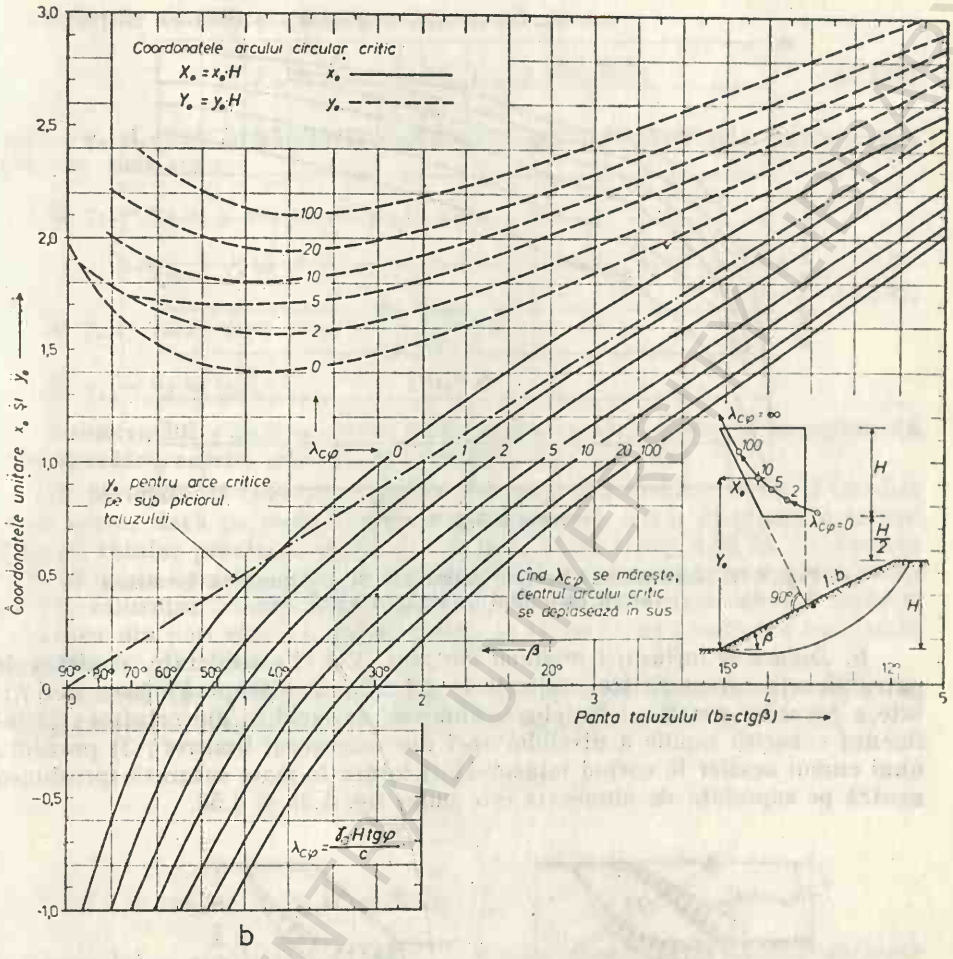


Fig. 4.56. *b*. Determinarea coordonatelor arcului circular critic în cazul analizelor de tip φ —c [26, 55].

Coordonatele centrului arcului critic sînt (fig. 4.56 *b* și ec. 4.116):

$$X_o = -1{,}36 \cdot 5 = -6{,}8 \text{ m și } Y_o = 1{,}79 \cdot 5 = 9{,}85 \text{ m.}$$

Se observă că toate rezultatele coincid cu cele obținute anterior prin aplicarea principiului cercului de frictiune.

APLICAȚIA 4.1.3.2-b. Se reia exemplul analizat în aplicația 4.1.2.4-d: $H = 7{,}5$ m $\gamma_0 = 1{,}9$ t/m³; $c = 3$ t/m²; $\varphi = 10°$; $F_s = 1{,}75$; $\beta = ?$

Rezolvare.

$\lambda_{c\varphi} = 0{,}84$ (4.130). $N_{cf} = 8{,}31$ (4.129). Din figura 4.56 *a*, pentru $N_{cf} = 8{,}31$ și $\lambda_{c\varphi} = 0{,}84$, se obține $\beta \approx 36°$ sau $b = 1{,}4$. Rezultatul este identic cu cel obținut anterior prin metoda cercului φ.

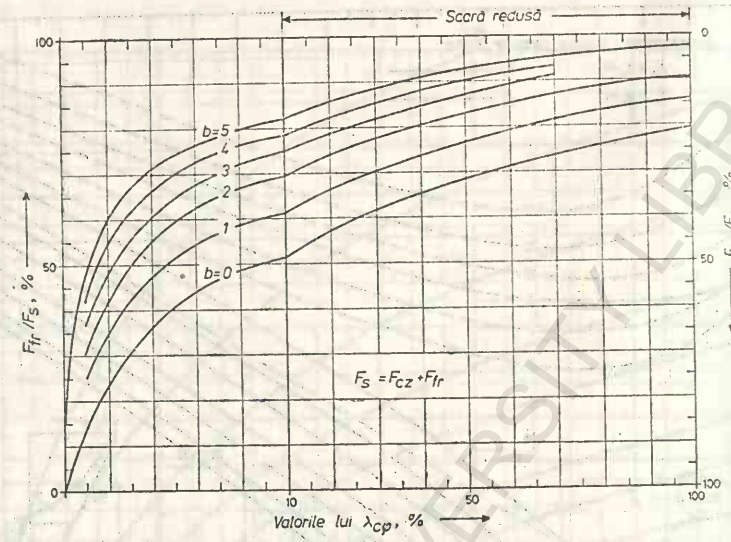


Fig. 4.57. Aprecierea frecării interioare şi coeziunii în formarea valorii factorului de siguranţă [26, 55].

b. *Deducerea influenţei presiunii din pori.* Vor fi considerate, şi aici, cele patru situaţii caracteristice analizate în 4.1.2.2., care acoperă marea majoritate a cazurilor practice: 1) taluze submerse, în condiţii hidrostatice; 2) influenţa coborîrii rapide a nivelului apei din rezervorul limitrof; 3) prezenţa unui curent acvifer în corpul taluzului; 4) taluze în stare saturată (presiunea neutră pe suprafaţa de alunecare este nulă) fig. 4.35 şi 4.58.

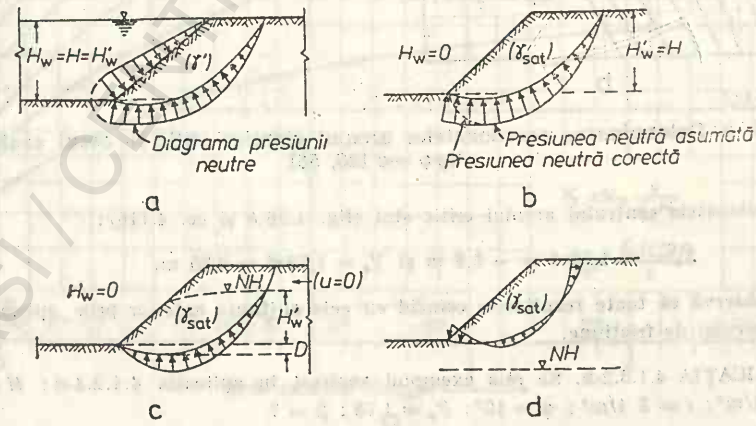


Fig. 4.58. Ilustrarea celor patru situaţii caracteristice în discutarea influenţei presiunii din pori:

a — taluz submers; *b* — coborîrea rapidă a nivelului în bazinul vecin; *c* — taluzul cantonează un curent acvifer; *d* — taluz saturat; efectul presiunii din pori este nul.

BCU IAŞI / CENTRU UNIVERSITAR LIBRARY

Relaţiile (4.129) şi (4.130) se scriu sub forma

$$F_s = N_{cf}\frac{c}{\gamma_1 H} \text{ şi } \lambda_{c\varphi} = \frac{\gamma_2 H \operatorname{tg}\varphi}{c}, \tag{4.131}$$

în care γ_1 şi γ_2 au următoarele semnificaţii, corespunzător celor patru cazuri amintite mai sus:

$$\left.\begin{aligned}
&1)\ \gamma_1 = \gamma_2 = \gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w;\\
&2)\ \gamma_1 = \gamma_{sat};\ \gamma_2 = \gamma';\\
&3)\ \gamma_1 = \gamma_{sat};\ \gamma_2 = \gamma_{sat} - \frac{H'_w + D}{H + D}\gamma_w;\\
&4)\ \gamma_1 = \gamma_2 = \gamma_{sat};
\end{aligned}\right\} \tag{4.132}$$

Valoarea lui γ pentru cazul 1 este strict corectă. Factorul de siguranţă corespunzător acestei situaţii este maxim (fig. 4.58 *a*).

În perioada de coborîre rapidă a nivelului din bazinul vecin, şi imediat după aceea, dacă permeabilitatea depozitelor este mică, diagrama presiunii din pori rămîne practic identică cu cea de la cazul 1 (fig. 4.58 *b*). Se remarcă însă că acum lipseşte presiunea hidrostatică (de compensare) a apei din bazin pe faţa taluzului. Folosind, în cazul 2 $\gamma_2 = \gamma'$ (nivelul apei coboară rapid şi presiunea din pori rămîne neschimbată), se lucrează mai mult sau mai puţin acoperitor.

Valoarea lui γ_2 propusă pentru cazul prezenţei unui curent acvifer în corpul taluzului, rezultă din admiterea unei dependenţe lineare între H'_w şi γ':

$$\begin{aligned}
&H_w + D \ldots \gamma_w\\
&\underline{H'_w + D \ldots x}\\
&x = \frac{H'_w + D}{H + D}\cdot\gamma_w.
\end{aligned}$$

Valoarea lui γ_2 rezultată pentru cazul 3 este plasată între valorile obţinute pentru cazurile 2 şi 4:

$$\frac{\gamma_{sat}}{2} = \gamma' = \gamma_{2(2)} < \gamma_{2(3)} < \gamma_{2(4)} = \gamma_{sat}.$$

Interpolarea lineară admisă anterior nu este strict corectă însă, din experienţa existentă, se deduce că pentru majoritatea cazurilor practice erorile asociate acestei aproximări (simplificări) nu sînt importante.

APLICAŢIA 4.1.3.2-c. Se reia exemplul analizat în aplicaţia 4.1.2.4-g: $H = 12$ m; $\varphi = 20°$; $c = 2{,}9$ t/m²; $\gamma_{sat} = 2{,}08$ t/m³; $\beta = 45°$.

Rezolvare.

Pentru acest canal, folosind relaţiile modificate (4.131), se vor calcula valorile coeficientului de siguranţă pentru cele patru cazuri considerate anterior. Datele de calcul, deduse din condiţiile pe contur prezentate în figura 4.58, sînt prezentate în tabelul 4.3. Pentru cazul *3*, au fost considerate diferite poziţii ale nivelului hidrostatic.

Tabelul 4.3.

Cazul	H'_ω (m)	H_ω (m)	γ_1 (t/m³)	γ_2 (t/m³)	$\lambda_{c\varphi}$ ec (4.131)	N_{cf} fig. (4.56, *a*)	F_s ec (4.131)	F_s Aplicaţia 4.1.2.4-g
(a) Taluz submers	12	12	1,08	1,08	1,63	8,80	1,96	2,04
(b) Coborîrea rapidă a nivelului liber	12	0	2,08	1,08	1,63	8,80	1,02	1,06
(c) Prezenţa unui curent curent acvifer în corpul taluzului	10	0	2,08	1,247	1,88	9,35	1,09	$1,06 < F_s < 1,36$
	7	0	2,08	1,497	2,25	9,90	1,15	
	5	0	2,08	1,663	2,50	10,20	1,19	
	2	0	2,08	1,913	2,88	10,80	1,25	
(d) Taluz saturat; presiunea neutră este nulă	0	0	2,08	2,08	3,13	11,20	1,30	1,36

Pentru cazurile *1*, *2* şi *4*, în tabelul 4.3 sînt prezentate şi valorile coeficientului de siguranţă calculate anterior (aplicaţia 4.1.2.4-g) prin metoda analitică dedusă prin aplicarea principiului cercului de fricţiune. Din compararea rezultatelor se deduce că valorile coeficientului de siguranţă calculate prin procedeul de faţă sînt mai asigurate cu 4—6%.

Pentru a mări gradul de generalitate a metodologiei de lucru prezentată, se consideră un taluz parţial submers traversat de un curent acvifer (fig. 4.59). Expresia factorului de siguranţă valabilă atît pentru taluze parţial submerse cît şi pentru cele care cantonează un curent acvifer poate fi scrisă sub forma:

$$F_s = \frac{\mu_w \cdot N_{cf} \cdot c}{\gamma_{sat} H - \gamma_w \cdot H_w}; \tag{4.133}$$

în care μ_w este identic cu factorul adimensional de reducere folosit în 4.1.3.1 — (d) şi se determină din fig. 4.45 *a*. Numărul de stabilitate N_{cf} se obţine din fig. 4.56 *a*, cînd β şi $\lambda_{c\varphi}$ sînt cunoscuţi. Parametrul adimensional $\lambda_{c\varphi}$ se calculează, în această situaţie, cu relaţia:

$$\lambda_{c\varphi} = \frac{(\gamma_{sat} H - \gamma_w H'_w)\,\mathrm{tg}\,\varphi}{\mu'_w \cdot c}; \tag{4.134}$$

în care μ'_w se obţine din fig. 4.45 *b* cînd se cunoaşte β şi raportul H'_w/H.

În continuare se calculează valoarea factorului de siguranţă al taluzului din aplicaţia precedentă, pentru diferite nivele ale apei din bazin. Calculele sînt făcute în două variante pentru condiţiile pe contur:

— Coborîrea lentă a nivelului apei din bazin face ca, în orice moment, cota acestuia să fie practic identică cu cea a nivelului hidrostatic ($H'_w = H_w$). Viteza de coborîre este suficient de mică pentru a permite adaptarea presiunii din pori la modificările pe contur. Practic, această condiţie este îndeplinită în toate digurile şi barajele din pămînt. În versanţii naturali, condiţia anterioară este aplicabilă atunci cînd cumpăna hidrogeologică este apropiată de taluzul la baza căruia este drenat acviferul.

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

— Dacă coborîrea apei din rezervor se face rapid, presiunea inițială din pori nu are timp să sufere modificări importante în perioada de coborîre a nivelului, deci se poate considera că $H_w = H$. De asemenea, parametrul adimensional $\lambda_{c\varphi}$ rămîne constant în perioada de coborîre a nivelului, valoarea acestuia corespunzînd situației de completă submergență.

Pe baza rezultatelor obținute prin cele două metode s-au trasat graficele din fig. 4.59. Punctele corespunzînd celor patru cazuri sînt notate pe diagramele din fig. 4.59. Curbele trasate definesc un întreg ciclu de variație a lui F_s. Se pot face următoarele observații:

— Pentru situația de totală submersie, factorul de siguranță este maxim (punctul *a*). Dacă nivelul apei din bazin coboară așa de repede încît presiunea din pori rămîne practic neschimbată, atunci F_s variază după curba $a—b$. Valoarea lui F_s în punctul *b* este minimă.

— După coborîrea bruscă a nivelului din bazin apare tendința de curgere (filtrare) a apei din corpul taluzului spre piciorul acestuia. În funcție de condițiile hidrogeologice locale, curba de depresiune din corpul taluzului se poate stabiliza relativ rapid sau poate păstra tendința de coborîre o perioadă mai lungă de timp. Dacă curba de depresiune coboară, atunci, odată cu creșterea eforturilor efective, F_s va crește gradat (după curba $b—d'$). În cazul considerat, valoarea maximă a lui F_s este de 1,30 (cînd $H_w = 0$).

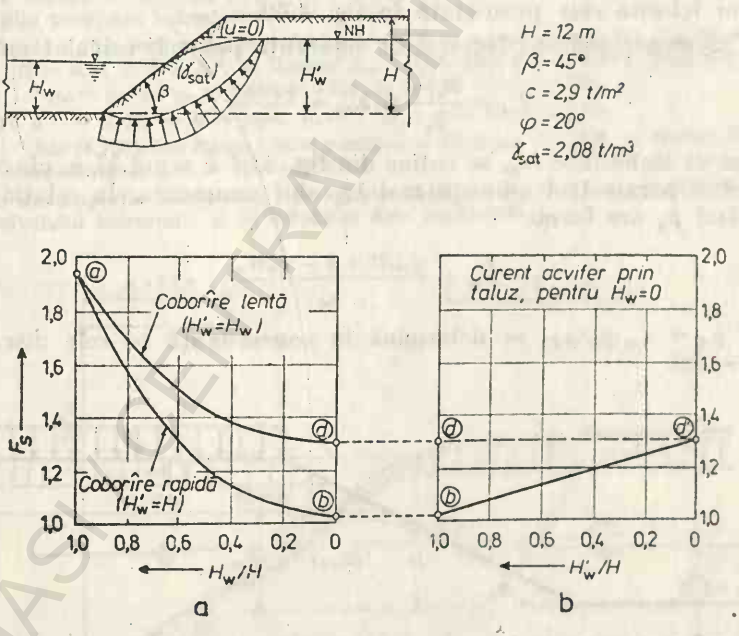


Fig. 4.59. Modificarea coeficientului de siguranță în timpul coborîrii nivelului într-un bazin vecin sau în urma schimbării adîncimii nivelului hidrostatic (Aplicația 4.1.3.2.-e. *a* — coborîrea lentă și rapidă a nivelului din bazin; *b* — nivelul hidrostatic este plasat la adîncimi diferite.

— Dacă nivelul apei în rezervor și în corpul taluzului se ridică (simultan), atunci F_s crește după curba $d-a$. În perioada ridicării gradate a nivelului, eforturile efective se micșorează dar, în același timp, crește presiunea hidrostatică de stabilizare (dată de apa din bazin). Ca urmare a acestui fenomen, F_s rămîne practic constant pînă cînd raportul H_w/H rămîne mai mic decît aproximativ $0{,}4H$. După depășirea acestui punct, F_s crește rapid ajungînd în punctul a la valoarea corespunzătoare submersiei complete.

Folosind această metodologie, în maxim două ore de lucru, poate fi construit un grafic de tipul celui din fig. 4.59 pentru oricare alt taluz. Interpretarea unor astfel de grafice oferă posibilități largi de apreciere a stabilității taluzului considerat, în cele mai diverse situații.

Pentru cazul considerat, valorile lui F_s trebuie să fie cuprinse în domeniul stabilit de linia inferioară abd' și cea superioară $d'da$, indiferent de situația concretă existentă. De exemplu, dacă $H_w = 0{,}5H$ și $H_w = 0{,}75H$, valoarea lui F_s trebuie să fie cuprinsă între 1,21 și 1,43. Prin interpolare liniară, se obține $F_s = 1{,}32$. Folosind această metodologie se poate obține rapid domeniul de variație și valoarea coeficientului de siguranță pentru orice combinație a valorilor H_w și H_w.

Toate valorile cuprinse în domeniul delimitat în fig. 4.59 pot fi calculate și direct, cu relația (4.133).

c. *Efectul combinat al încărcării (cu sarcini uniform distribuite), crăpăturilor, submersiei și prezenței unui curent acvifer în corpul taluzului*. Semnificația notațiilor folosite este prezentată în fig. 4.60.

În asemenea condiții factorul de siguranță poate fi calculat cu relația :

$$F_s = \frac{N_{cf} \cdot c}{p_d} \text{ și } \lambda_{c\varphi} = \frac{p_e \cdot \operatorname{tg} \varphi}{c}; \tag{4.135}$$

Numărul de stabilitate N_{cf} se obține din fig. 4.56 *a* sau 4.57 *a*, cînd unghiul taluzului și parametrul adimensional $\lambda_{c\varphi}$ sînt cunoscute. În relația (4.135), parametrul p_d are forma

$$P_d = \frac{\gamma_{sat} H + q - \gamma_w H_w}{\mu_d} \tag{4.136}$$

în care $\mu_d = \mu_w \cdot \mu_q \cdot \mu_T$, se determină în concordanță cu cele discutate în 4.1.3.1 — *(e)*.

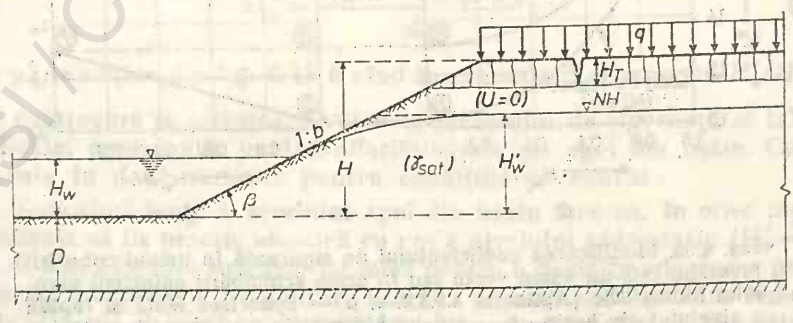


Fig. 4.60. Efectul combinat al încărcării (sarcini uniform distribuite), submersiei, crăpăturilor și prezenței unui curent acvifer în corpul taluzului.

Dacă depozitele sînt complet consolidate sub sarcina q, atunci parametrul p_e este

$$p_e = \frac{\gamma_{sat} H + q - \gamma_w H'_w}{\mu_e} \qquad (4.137)$$

în care $\mu_e = \mu'_w \cdot \mu_w$. Valoarea lui μ'_w se determină din fig. 4.45 *b* pe baza raportului H'_w/H și a unghiului de taluz β.

Cele patru relații prezentate mai sus includ (concentrat) toate formulele prezentate anterior.

N o t ă. Relațiile de mai sus, în conformitate cu bazele lor teoretice, sînt exacte pentru $H_T = 0$ și $q = 0$. Dacă q și H_T sînt diferite de zero (ambele), aceste relații dau valori asigurate pentru coeficientul de siguranță.

APLICAȚIA 4.1.3.2-d. Realizarea U.H.E. Dăești a impus mutarea D.N. 7 în zona localității Gura Văii. Viitorul traseu traversează cîteva conuri de dejecție constituite din nisipuri argiloase cu rare elemente de pietriș și bolovăniș. În figura 4.61 se prezintă un versant caracteristic al văilor locale care fragmentează conurile de dejecție amintite, în zona limitrofă lacului Dăești. Pentru $H = 5$ m; $H_w = 2{,}7$ m; $H_T = 0{,}8$ m; $\beta = 32°$; $\gamma_{sat} = 1{,}95$ t/m³; $\gamma' = 0{,}95$ t/m³; $c = 1{,}48$ t/m² și $\varphi = 18°$, care este coeficientul de siguranță al taluzelor în perioadele umede și uscate ale anului?

R e z o l v a r e.

1) În perioadele umede, se poate considera acoperitor că nivelul apelor subterane coincide cu suprafața terenului ($H_w = H = 5$ m). În această situație, în crăpături se dezvoltă din plin presiunea hidrostatică.

Din figura 4.47 *a*, pentru $H_T/H = 0{,}16$ și $\beta = 32°$, se obține $\mu_T = 0{,}96$. Din figura 4.45 *b*, pentru $H_w/H = 0{,}54$ și $\beta = 32°$, se deduce $\mu_w = 0{,}93$. Din figura 4.45 *b*, pentru $q = 0$, rezultă $\mu_q = 1{,}0$. $\mu_d = \mu_T \cdot \mu_w \cdot \mu_q = 0{,}893$ (4.136). $p_d = 8{,}05$ t/m² (4.136).

Pentru $q = 0$ și $H'_w = H = 5$ m, $p_e = \gamma' \cdot H = 4{,}75$ t/m² (4.137).

$\lambda_{c\varphi} = 1{,}046$ (4.135). Din figura 4.56 *a*, pentru $\beta = 32°$ și $\lambda_{c\varphi} = 1{,}046$, se obține $N_{cf} = 8{,}95$. Factorul de siguranță este $F_s = 1{,}46$ (4.135).

2) În anotimpurile uscate se poate admite că $H'_w = H_w = 2{,}7$ m, presiunea din pori deasupra nivelului hidrostatic și în crăpături fiind neglijabilă.

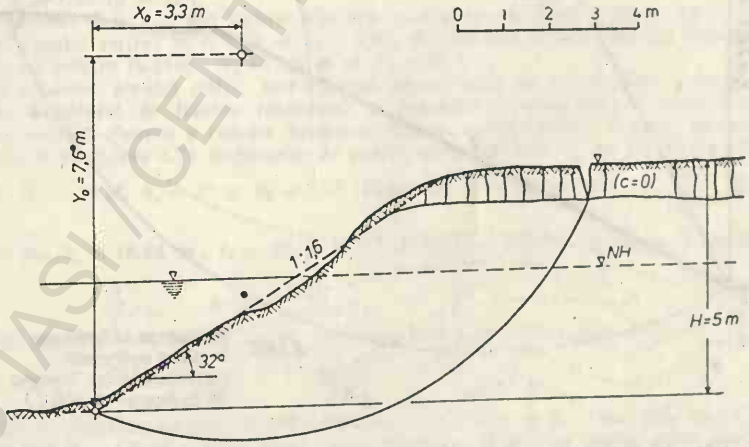


Fig. 4.61. Secțiunea reprezentativă pentru exemplul considerat în aplicația 4.3.2.3-a.

Deoarece $\mu_d = 0{,}893$ (identic cu valoarea dedusă anterior) și $p_d = 8{,}05$ rămîne nemodificat. Pentru condițiile existente, $\mu'_w = \mu_w = \mu_e = 0{,}93$ și, în consecință, $p_e = 7{,}58$ (4.137). $\lambda_{c\varphi} = 1{,}67$ (4.135).

Din figura 4.56 *a*, pentru $\beta = 32°$ și $\lambda_{c\varphi} = 1{,}67$, se deduce $N_{cf} = 10.4$. Coeficientul de siguranță este $F_s = 1{,}91$ (4.135).

Rezultă că taluzul este stabil în toate situațiile. În anotimpurile umede coeficientul de siguranță se reduce cu maxim 24%. Coordonatele centrului arcului critic sînt (fig. 4.56 *b* și ec. 4.116)

$$X_0 = 0{,}66 \cdot 5 = 3{,}30 \text{ m} \quad \text{și} \quad Y_0 = 1{,}52 \cdot 5 = 7{,}60 \text{ m}.$$

Arcul critic, cu centrul definit de aceste coordonate, este trasat în figura 4.61.

APLICAȚIA 4.1.3.2-e. Se reia exemplul analizat în aplicațiile 4.1.2.4-b și 4.1.3.1-f: $H = 17{,}6$ m; $H_T = 1{,}3$ m; $\gamma_{sat} = 2$ t/m³; $b = 2$, $\beta = 26{,}5°$ (fig. 4.62).

Rezolvare.

$N_0 = N_{cf} = 6{,}7$; $\mu_T = 0{,}99$ și $c_n = 4{,}95$ t/m². Coeficientul de siguranță este $F_s = 0{,}93$. Rezultatul este identic cu cel obținut anterior.

APLICAȚIA 4.1.3.2-f. Se reia exemplul analizat în aplicația 4.1.2.3-b: $H = 17{,}6$ m; $H_T = 1{,}3$ m; $H'_w = 1{,}3$ m; $\gamma_{sat} = 2$ t/m³; $c = 1$ t/m²; $\operatorname{tg}\varphi = 0{,}512$, $\beta = 26{,}5°$ (fig. 4.38).

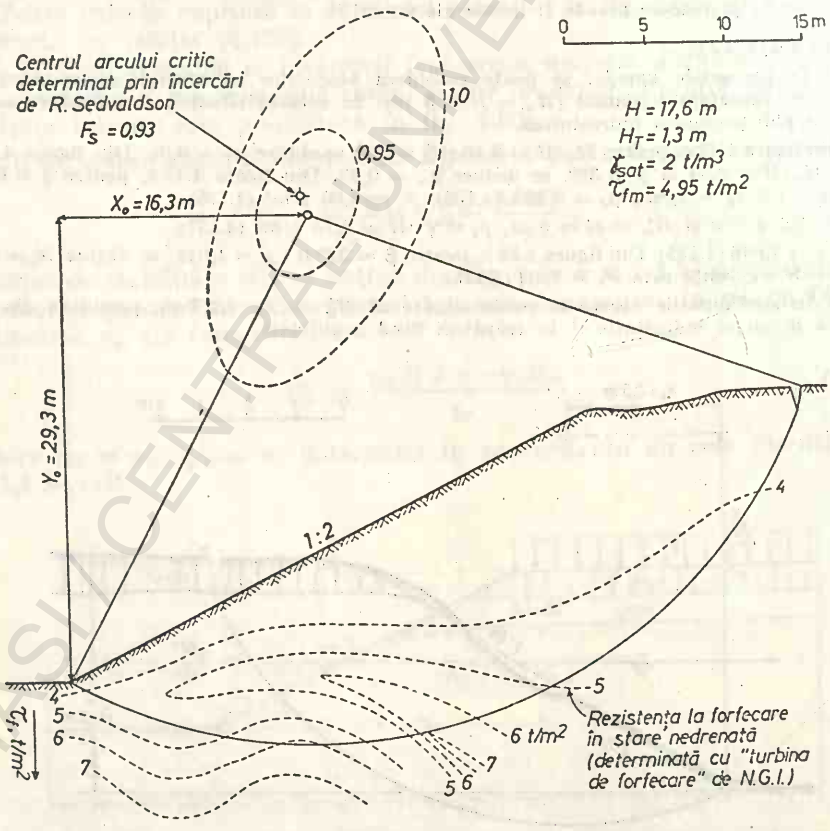


Fig. 4.62. Analiza alunecării Lodalen folosind eforturile totale. (după R. A. Sevaldson, 1956).

BCU IAȘI / CENTRALĂ UNIVERSITARĂ LIBRARY

Rezolvare.

Din figura 4.45 *b*, pentru $H'_w/H_T = 0{,}74$ și $\beta = 26{,}5°$, se obține $\mu'_w = 0{,}97$. Deoarece $\mu_r = 0$, se deduce $\mu_e = 0{,}97$, deci $p_c = 22{,}887$ t/m² (4.137). $\lambda_c = 11{,}718$ (4.135). Din figura 4.56 *a*, pentru $\lambda_c = 11{,}72$ și $\beta = 26{,}5°$, se obține $N_{cf} = 35{,}5$. Deoarece $p_d = 35{,}6$ t/m², $F_s = 0{,}997$.

Folosind graficul din figura 4.57, se deduce că în formarea valorii coeficientului de siguranță contribuția frecării interioare este de 71% iar a coeziunii de 29%.

APLICAȚIA 4.1.3.2-g. Se reia exemplul analizat în aplicația 4.1.2.3-a (fig. 4.17 și 4.36 *a*): $H = 7{,}5$ m; $H'_w = 6{,}5$ m; $\gamma_{sat} = 2$ t/m³; $c = 1{,}2$ t/m²; $\operatorname{tg}\varphi = 0{,}676$, $\beta = 34°$.

Rezolvare.

Din figura 4.45 *b*, pentru $H'_w/H = 0{,}867$ și $\beta = 34°$, se obține $\mu'_w = 0{,}98$. Deoarece $\mu_q = 0$, se deduce că $\mu_e = 0{,}98$, deci $p_c = 8{,}67$ t/m² (4.137). $\lambda_{c\varphi} = 4{,}88$ (4.135). Din figura 4.56, pentru $\lambda_{c\varphi} = 4{,}88$ și $\beta = 34°$, se obține $N_{cf} = 16{,}8$. Deoarece $p_d = 15$ t/m² (4.136), $F_s = 1{,}34$.

Notă. Valoarea coeficientului de siguranță obținută prin această metodă este cu 6% mai mică față de cea corectă, dedusă în aplicația 4.1.2.3-a ($F_s = 1{,}43$). Această eroare (asigurare) provine din imposibilitatea metodei de față de a lua în considerare efectul de stabilizare al drenului din baza taluzului.

APLICAȚIA 4.1.3.2-h. În figura 4.74 se prezintă o secțiune transversală reprezentativă printr-un baraj din anrocamente cu simbure impermeabil constituit din depozite argiloase, având înălțimea de 45 m, fundat pe șisturi cristaline. Coeficienții fizico-mecanici sînt prezentați în figura 4.74.

Se cere panta taluzului din amonte a umpluturii de anrocamente pentru ca, la sfîrșitul perioadei de construcție, coeficientul de siguranță să fie în jur de 1,5.

Rezolvare.

În situații mai complexe, metoda parametrilor adimensionali permite evaluarea parametrilor de lucru, într-o primă aproximare, după care, folosind o altă metodă, se verifică corectitudinea rezultatelor obținute.

În cazul de față, pentru simplificare, se consideră ca fiind cunoscute poziția și dimensiunile miezului impermeabil și ale filtrului. Considerînd fixă poziția punctului B, se determină panta umpluturii de anrocamente astfel încît coeficientul de siguranță să fie egal cu 1,5.

Admițînd că arcul critic traversează toate cele trei straturi ale barajului, se apreciază, într-o primă aproximație, avînd în vedere situația geometrică concretă, că coeziunea medie este aproximativ jumătate din coeziunea miezului impermeabil, adică aproximativ 2,5 t/m²,

$\varphi_m = \dfrac{45° + \varphi_{argila}}{2} \approx 35°$, $\gamma_a = 2{,}2$ t/m³. Pentru $H = 45$ m și $F_s = 1{,}5$, din (4.129) și (4.130) se calculează $N_{cf} = 52{,}8$ și $\lambda_{c\varphi} = 27{,}72$. Cu N_{cf} și $\lambda_{c\varphi}$ cunoscuți, din figura 4.56 *a* se obține $b = \operatorname{ctg}\beta = 1{,}65$ ($\beta = 31°$).

Cunoscînd b și $\lambda_{c\varphi}$, din figura 4.56 *b* se deduc coordonatele unitare adimensionale ale centrului arcului critic: $x_0 = 0{,}08$ și $y_0 = 1{,}98$. Se calculează coordonatele dimensionale ale centrului cu relația (4.116): $X_0 = 3{,}6$ m și $Y_0 = 89{,}1$ m.

După trasarea arcului critic, într-o primă aproximație se recalculează valorile medii ale coeziunii, unghiului de frînare interioară și greutății volumetrice, ca medii ponderate cu lungimea arcului. Pentru a calcula lungimea arcului corespunzător fiecărui pachet litologic, s-au măsurat în figura 4.74 unghiurile de centru corespunzătoare, de jos în sus: $\theta_1 = 23{,}5°$, $\theta_2 = 12°$, $\theta_3 = 19{,}5°$, $\theta_4 = 4°$ și $\theta_5 = 3{,}5°$. Deoarece $R = 89$ m și $l_i = \dfrac{2\pi R}{360°}\theta_i$, rezultă:

$l_1 = 36{,}5$ m; $l_2 = 18{,}64$ m; $l_3 = 30{,}29$ m; $l_4 = 6{,}21$ m și $\sum_1^5 l_i = 97{,}08$ m. În continuare, se calculează $\varphi_m = \dfrac{\sum_1^5 l_i \cdot \varphi_i}{\sum_1^5 l_i} = 36°$, $c_m = \dfrac{\sum_1^5 l_i \cdot c_i}{\sum_1^5 l_i} = 1{,}56$ t/m², $\gamma_m = 2{,}15$ t/m³.

Folosind relațiile 4.129 și 4.130 se obține: $N_{cf} = 93$ și $\lambda_c = 45$. Din figura 4.56 *a* rezultă $b = \operatorname{ctg}\beta = 1{,}6$ ($\beta = 32°$), după care, din figura 4.56 *b* se deduc noile coordonate ale arcului critic: $X_0 = 0{,}08 \cdot 45 = 3{,}6$ m și $Y_0 = 2{,}02 \cdot 45 = 91$ m, (v. fig. 4.74). Deoarece poziția arcului obținut este puțin diferită față de cel trasat anterior, nu mai este necesară recorectarea valorilor medii ale parametrilor fizico-mecanici, admițîndu-se un taluz cu panta 1 : 1,6.

Notă. Observînd rezultatele obținute în aplicația 4.1.4.8-f prin aplicarea metodelor Fellenius și Bishop, se ajunge la concluzia că panta rezultată anterior este corectă. Din figura 4.74, rezultă că poziția arcului circular critic (corect) este foarte apropiată de cea dedusă folosind metoda parametrilor adimensionali, pentru care $F_s = 1{,}48$ (valoare foarte apropiată de cea impusă anterior).

APLICAȚIA 4.1.3.2-i. Să se proiecteze un iaz de decantare cu înălțimea finală de 40 m, fundat pe șisturi cristaline, care urmează a fi construit dintr-un material caracterizat prin următorii parametrii fizico-mecanici medii: $\varphi = 25°$; $c = 1{,}8$ t/m²; $\gamma_{sat} = 1{,}9$ t/m³. În figura 4.72 este trasată poziția curbei de depresiune pentru situația de înălțime maximă a iazului.

Rezolvare.

Și în această situație, metoda parametrilor adimensionali permite deducerea rapidă a pantei taluzului, într-o primă aproximație, urmînd ca, în continuare, rezultatele să fie verificate folosind și alte metode.

Deoarece nu este posibilă considerarea directă a influenței curentului acvifer, se va admite, pentru început, că întregul taluz este în stare saturată, situație în care $\gamma_1 = \gamma_2 = \gamma_{sat}$ (4.132). Pentru $F_s = 1{,}5$ (valoare impusă), din (4.131) se obține: $N_{cf} = \frac{1{,}5 \cdot 1{,}9 \cdot 40}{1{,}8} = 63{,}33$ și $\lambda_{c\varphi} = \frac{1{,}9 \cdot 40 \cdot 0{,}466}{1{,}8} = 19{,}68$. Cunoscînd N_{cf} și $\lambda_{c\varphi}$, din figura 4.56 *a* rezultă $\beta = 21{,}8°$ ($1 : b = 1 : 2{,}5$). În continuare, se recalculează valoarea coeficientului de siguranță pentru un taluz cu panta 1 : 2,5 luînd în considerare prezența curentului acvifer. Din figura 4.72 *b* s-a dedus $H_w = 37$ m. Folosind relația 4.132 (cazul 3), se obține: $\gamma_1 = \gamma_{sat} = 1{,}9$ t/m³ și $\gamma_2 = 1{,}9 - 37/40 = 0{,}975$. Cu (4.131), se recalculează $\lambda_{c\varphi} = \frac{0{,}975 \cdot 40 \cdot 0{,}466}{1{,}8} = 10{,}096$. Cu noua valoare a lui $\lambda_{c\varphi}$ și cunoscînd $\beta = 21{,}8°$, din figura 4.56 *a* rezultă $N_{cf} = 40{,}2$. Cu (4.131) se calculează noua valoare a coeficientului de siguranță $F_s = \frac{40{,}2 \cdot 1{,}8}{1{,}9 \cdot 40} = 0{,}952$.

Noua valoare a coeficientului de siguranță este cu 37% mai mică ca cea considerată inițial (efectul prezenței curentului acvifer) și indică o stare de instabilitate a taluzului.

Taluzul iazului de decantare se va afla în stare de echilibru limită ($F_s = 1$) atunci cînd $N_{cf} = \frac{1{,}0 \cdot 1{,}9 \cdot 40}{1{,}8} = 42{,}22$ și $\lambda_{c\varphi} = 10{,}096$, situație care există atunci cînd $\beta = 21°$ ($1 : b = 1 : 2{,}6$).

Folosind metodologia prezentată anterior, se poate trasa rapid graficul de variație a coeficientului de siguranță cu înălțimea iazului de decantare (vezi fig. 72 *a*).

Acest exemplu va fi reluat în aplicația 4.1.4.8-e. Prin folosirea metodelor Felleniu și Bishop se va verifica, mai întîi, corectitudinea rezultatelor obținute prin metoda parametrilor adimensionali, după care se va încerca creșterea rezervei de stabilitate prin modificarea geometriei taluzului.

4.1.4. Metoda fișiilor verticale

4.1.4.1. Repartiția teoretică a eforturilor de forfecare în masa taluzelor

În fig. 4.63 și 4.64 se prezintă repartiția teoretică a eforturilor maxime de forfecare în masa unui dig omogen, simetric și în cazul unei excavații cu pantă mare, precum și dispoziția eforturilor de forfecare în lungul arcului circular critic [50]. Corespunzător analizei convenționale de stabilitate $\varphi = 0$ rezultă că, față de eforturile medii de forfecare ($0{,}148\gamma H$ și respectiv $0{,}150\gamma H$), în lungul arcelor circulare critice apar zone de supraeforturi (de forfecare): în zona *BC*, în primul exemplu și în apropierea piciorului taluzului în cel

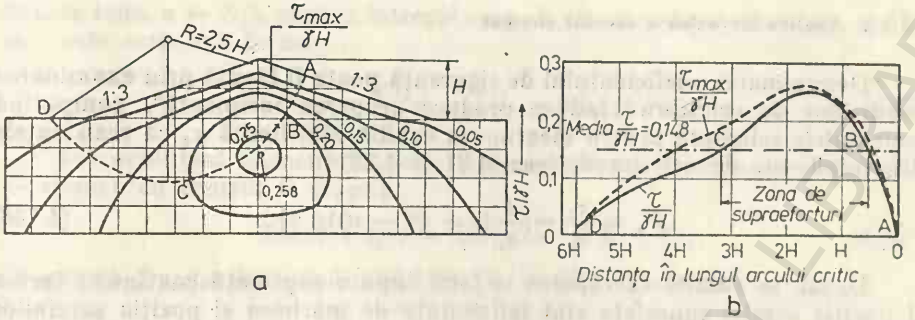


Fig. 4.63. Repartiția teoretică a eforturilor de forfecare în corpul unui dig [50]: *a* — repartiția eforturilor maxime de forfecare; *b* — eforturile de forfecare în lungul arcului critic.

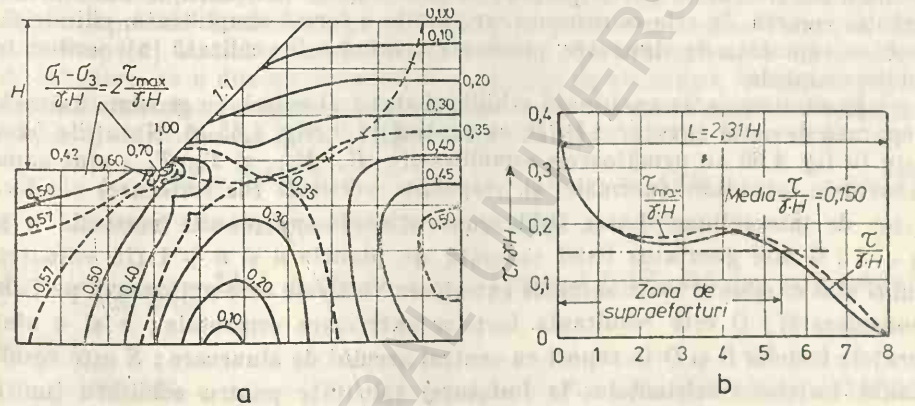


Fig. 4.64. Repartiția eforturilor de forfecare în cazul unei excavații cu pantă mare [50]: *a* — repartiția eforturilor deviator; *b* — eforturile de forfecare în lungul arcului care trece prin piciorul taluzului și are centrul plasat pe verticala medie a taluzului.

de al doilea. Din experiența existentă se deduce că, în funcție de geometria taluzului, posibilitatea apariției supraeforturilor există în toate situațiile cînd factorul de siguranță (mediu), în raport cu rezistența la forfecare, are valori mai mici de 1,5—1,8. În asemenea condiții, avînd în vedere comportarea efort-deformație a majorității depozitelor supraconsolidate (vezi 4.1.1.3 și fig. 4.8, 4.9 și 4.10). se deduce posibilitatea *ruperii progresive a taluzelor.* Acesta este procesul prin care se poate explica alunecarea taluzelor naturale executate în depozite supraconsolidate, după perioade lungi de funcționare.

Observațiile de mai sus conduc la concluzia că în taluze cu stabilitatea generală asigurată pot exista zone de suprasolicitări (la forfecare) și chiar mobilizări locale cu caracter plastic. Diferitele compartimente ale masei separată de suprafața de alunecare sînt într-o strînsă interdependență; stabilitatea generală este asigurată de forțele de interacțiune care acționează între acestea. Considerarea echilibrului plastic apare ca o condiție obligatorie în analiza stabilității taluzelor constituite din depozite argiloase.

4.1.4.2. Analiza mecanică a arcului circular

Determinarea coeficientului de siguranţă poate fi făcută prin examinarea condiţiilor de echilibru cînd se produce „ruperea incipientă", comparînd rezistenţele solicitate pentru menţinerea echilibrului limită τ_e cu rezistenţele disponibile ale depozitelor τ_f (vezi 4.21 şi 4.23) :

$$F_s = \frac{\tau_f}{\tau_e} = \frac{1}{\tau_e}[c + (\tau - u)\operatorname{tg}\varphi] \qquad (4.138)$$

Uzual, se admite că ruperea se face după o suprafaţă continuă ; forma şi poziţia acestei suprafeţe sînt influenţate de mărimea şi poziţia sarcinilor exterioare, de distribuţia presiunii din pori, precum şi de variaţia rezistenţei la forfecare în masa taluzului. O soluţie directă, general valabilă, pentru determinarea suprafeţei cu potenţial maxim de alunecare nu este posibilă. Pentru fiecare caz în parte, pornind de la condiţiile existente, trebuie dată o soluţie corectă. În cele ce urmează, se admite o formă simplificată, cilindrică, pentru suprafaţa de alunecare, problema urmînd a fi analizată în coordonate bidimensionale.

În continuare, se analizează echilibrul static al masei, cu grosime unitară, separată de arcul circular $ABCD$, cu centrul în 0 (fig. 4.65 *a*). Notaţiile folosite în fig. 4.65 au următoarele semnificaţii : E_n, E_{n+1} şi T_n, T_{n+1} sînt componentele orizontale (normale) şi, respectiv, verticale (de forfecare) ale forţelor de interacţiune dintre fîşiile convenţionale, pe planele verticale n şi $n + 1$; G este greutatea fîşiei separată de planele n şi $n + 1$ (în valoarea lui G sînt cumulate toate sarcinile exterioare verticale care acţionează pe fîşia considerată) ; Q este rezultanta forţelor exterioare orizontale ; x şi a sînt braţele forţelor G şi Q în raport cu centrul arcului de alunecare ; S este rezultanta forţelor (rezistenţelor la forfecare) solicitate pentru echilibru limită ($S = \tau_e \cdot l$) ; b şi l sînt lăţimea orizontală a fîşiei şi, respectiv, lungimea arcului BC ; α este unghiul format de coarda BC cu orizontala. Deoarece, pentru

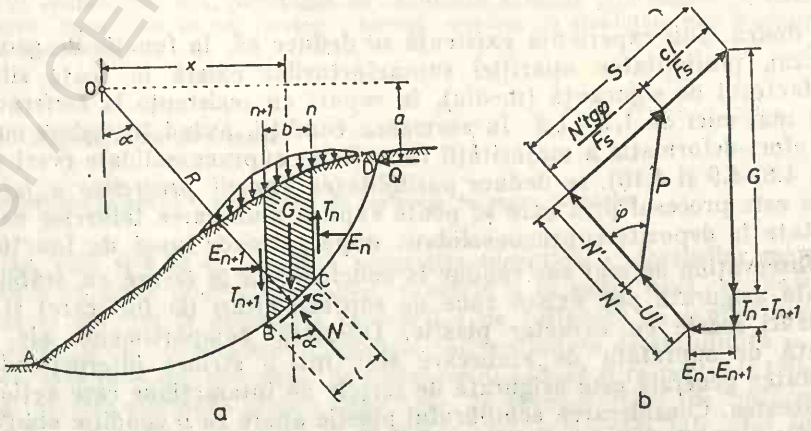


Fig. 4.65. Sistemul de forţe în metoda fîşiilor verticale.

fiecare fîșie, $\sigma = N/l$, pentru întregul corp de alunecare considerat ec. (4.138) se poate scrie sub forma :

$$F_s = \frac{1}{\Sigma \tau_e l_i} \Sigma [c_i l_i + (N_i - u_i l_i) \operatorname{tg} \varphi_i] ; \qquad (4.139)$$

Din echilibrul momentelor forțelor de mobilizare și a celor de rezistență, în raport cu centrul O rezultă

$$\Sigma G_i x_i + Q \cdot a = \Sigma S_i \cdot R = R \Sigma \tau_e \cdot l_i ; \qquad (4.140)$$

Înlocuind $\Sigma \tau_e \cdot l_i$, dedusă din (4.140), în (4.139) se obține :

$$F_s = \frac{R}{\Sigma G_i x_i + Q \cdot a} \Sigma [c_i l_i + (N_i - u_i l_i) \operatorname{tg} \varphi_i] ; \qquad (4.141)$$

În continuare, în funcție de drumul urmat pentru deducerea forțelor normale de suprafața de alunecare în baza fiecărei fîșii convenționale (N), se obțin expresiile coeficientului de siguranță pentru metodele Fellenius [21] și Bishop [4]. Astfel, prin deducerea expresiei forțelor normale din condiția de echilibru pe o direcție normală la suprafața de alunecare, se obține expresia coeficientului de siguranță folosită curent în metoda Fellenius. Proiectînd forțele pe direcția lui N în poligonul forțelor din fig. 4.65 *b*, rezultă :

$$N = (G + [T_n - T_{n+1}) \cos \alpha - (E_n - E_{n+1}) \sin \alpha ; \qquad (4.142)$$

Înlocuind N conform (4.142) în (4.141), se obține

$$F_s = \frac{E}{\Sigma G_i x_i + Qa} \Sigma [c_i l_i + (G_i \cos \alpha_i - u_i l_i) \operatorname{tg} \varphi_i + f(\Delta T_i, \Delta E_i, [\alpha_i, \varphi_i)]; \qquad (4.143)$$

în care :

$$f(\Delta T, \Delta E, \alpha, \varphi) = [(T_n - [T_{n+1}) \cos \alpha - (E_n - E_{n+1}) \sin \alpha] \operatorname{tg} \varphi ; \qquad (4.144)$$

Dacă se admite că :

$$\Sigma f(\Delta T_i, \Delta E_i, \alpha_i, \varphi_i) = 0 \qquad (4.145)$$

și se observă că $x = R \cdot \sin \alpha$, din (4.143) se obține o expresie explicită a coeficientului de siguranță, folosită curent în *metoda comună a fișiilor* sau metoda Fellenius :

$$F_s = \frac{\Sigma [c_i l_i + (G_i \cos \alpha_i - u_i l_i) \operatorname{tg} \varphi_i]}{\Sigma G_i \sin \alpha_i + \dfrac{Qa}{R}} \qquad (4.146)$$

Se observă că chiar dacă la scara întregului prism $\Sigma T = \Sigma (T_n - T_{n+1}) = 0$ și $\Sigma E = \Sigma (E_n - E_{n+1}) = 0$ condiția pusă prin (4.145) poate fi îndeplinită numai dacă φ este constant în lungul întregii suprafețe de alunecare (depozite omogene) și α este de asemenea constant (condiție îndeplinită numai de suprafețele plane de alunecare).

Relația (4.146) permite o evaluare rapidă coeficientului de siguranță însă, după cum se va demonstra în continuare, valorile lui F_s sînt în general prea asigurate, putînd conduce, în unele situații, la soluții nerealiste.

Bishop propune deducerea expresiei forțelor normale efective din condiția de echilibru pe verticală al forțelor. Din poligonul forțelor care acționează asupra fîșiei considerată, în situația de echilibru limită (fig. 4.65 *b*), prin proiectarea acestora pe verticală se obține

$$N' = \frac{G + T_n - T_{n+1} - l\left(u \cdot \cos + \frac{c}{F_s}\sin\alpha\right)}{\cos\alpha + \frac{\operatorname{tg}\varphi}{F_s}\sin\alpha}. \tag{4.147}$$

Înlocuind $N - u \cdot l = N'$, conform (4.147), în (4.141) și observînd că $l = b \cdot \sec\alpha$ și $x = R \cdot \sin\alpha$, rezultă

$$F_s = \frac{\sum\left\{\dfrac{c_i b_i + [(G_i - u_i b_i) + T_n - T_{n+1}]\operatorname{tg}\alpha_i}{\cos\alpha_i(1 + \operatorname{tg}\alpha_i \cdot \operatorname{tg}\varphi_i/F_s)}\right\}}{\Sigma G_i \sin\alpha_i + \dfrac{Qa}{R}};$$

Dacă se admite că $\Sigma(T_n - T_{n+1})\operatorname{tg}\varphi_i = 0,$ (4.148)

se obține expresia coeficientului de siguranță folosită în *metoda Bishop* (simplificată):

$$F_s = \frac{\sum\left[\dfrac{c_i b_i + (G_i - u_i b_i)\operatorname{tg}\varphi_i}{m_\alpha}\right]}{\Sigma G_i \sin\alpha_i + \dfrac{Qa}{R}}; \tag{4.149}$$

în care $$m_\alpha = \cos\alpha(1 + \operatorname{tg}\alpha \cdot \operatorname{tg}\varphi/F_s). \tag{4.150}$$

Caracterul implicit al ec. (4.149) introduce dificultăți minore din punct de vedere practic. Prin exemplele prezentate în continuare, se demonstrează că prin conducerea atentă a calculului valoarea coeficientului de siguranță se obține rapid. Pentru ușurarea calculului, parametrul m_α se obține cu ajutorul nomogramei din fig. 4.66 [27]

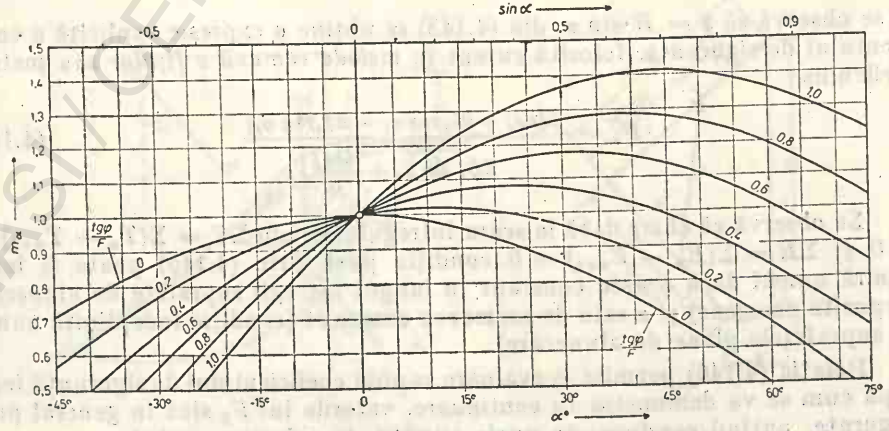


Fig. 4.66. Grafic pentru determinarea lui m [27].

Erorile asociate condiției pusă prin (4.148) nu sînt mai mari de 1% pentru majoritatea cazurilor practice.

Estimarea mărimii presiunii din pori se face în concordanță cu cele discutate în 4.1.1.7. În proiectarea digurilor și barajelor din pămînt, presiunea din pori poate fi exprimată în funcție de sarcina geologică în punctul considerat, folosind coeficientul general al presiunii din pori ($\bar{B}$) — vezi ec. (4.64) :

$$u = \bar{B}\frac{G}{b} = \bar{B}p, \tag{4.151}$$

în care $p = \sigma_1$ este sarcina geologică medie a fiecărei fîșii. În fapt, valoarea lui $\bar{B}$ variază în lungul suprafeței de alunecare, dar, în majoritatea cazurilor practice, se poate lucra cu valori medii fără a introduce erori notabile.

4.1.4.3. Aprecierea mărimii și influenței forțelor de interacțiune dintre fîșii

În fig. 4.67 *a* se prezintă sistemul de forțe, în situația de echilibru limită, pentru trei fîșii caracteristice. Valoarea, direcția de acțiune și semnificația forțelor de interacțiune variază de la o fîșie la alta. Astfel, forțele de mobilizare care acționează asupra fîșiilor din dreapta sînt compensate numai parțial de rezistențele la forfecare dezvoltate în lungul suprafeței de alunecare ; diferența provine din „împingerea" transmisă din fîșie în fîșie de jos în sus. Pentru ultima fîșie din dreapta (4.67 *b*), dacă forțele de interacțiune sînt omise, se observă că rezistența la forfecare solicitată pentru echilibru (S_0) crește ;

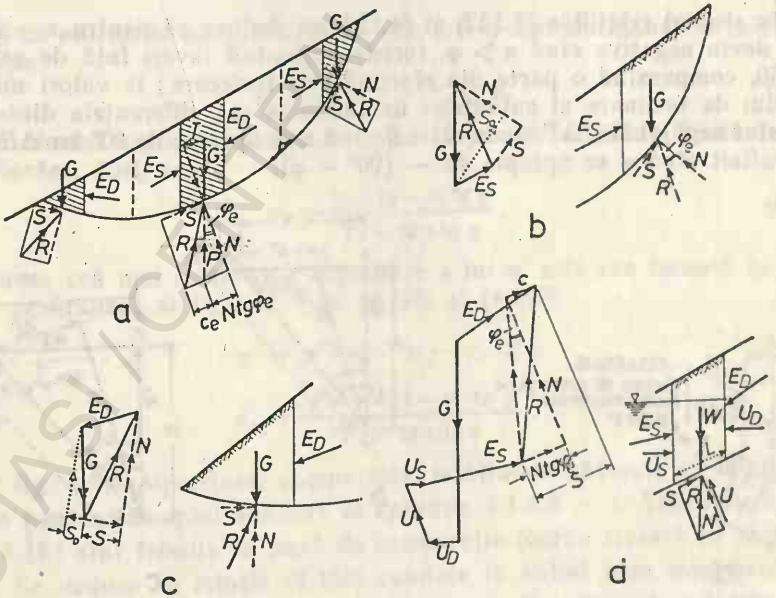


Fig. 4.67. Ilustrarea forțelor de interacțiune.

deoarece rezultanta forțelor normale se micșorează, rezultă o solicitare suplimentară a rezistențelor coezive. Dacă se elimină E_d din poligonul forțelor corespunzător ultimei fîșii din stînga (fig. 4.67 *c*), se constată că rezistența la forfecare solicitată S_0 este mai mică și acționează în sens invers, ceea ce nu este posibil din punct de vedere mecanic. În fig. 4.67 *d* este construit poligonul forțelor pentru o fîșie caracteristică.

Din cele de mai sus se deduce că omiterea sau considerarea incorectă a forțelor de interacțiune dintre fîșiile convenționale conduce la evaluarea eronată a forțelor normale pe suprafața de alunecare.

Deși forțele de interacțiune nu sînt explicitate în expresiile factorului de siguranță deduse anterior, ele sînt luate în considerare tacit. Astfel, în metoda Fellenius rezultanta forțelor de interacțiune trebuie să fie paralelă cu baza fiecărei fîșii convenționale pentru a putea fi satisfăcută ec. (4.142). În metoda Bishop rezultanta forțelor de interacțiune trebuie să fie orizontală pentru a fi satisfăcută ec. (4.144).

Diferența dintre forțele de interacțiune care acționează pe planele din dreapta și din stînga fiecărei fîșii, notată cu ΔT pentru metoda Fellenius, se obține din echilibrul în lungul bazei fiecărei fîșii (fig. 4.68, *a* și *b*), rezultînd

$$\Delta T = G \frac{\sin(\varphi - \alpha)}{\cos \varphi} - cl. \tag{4.152}$$

Similar, ΔE, pentru metoda Bishop, se obține prin proiectarea forțelor pe orizontală în fig. 4.68 *a* sau *c*:

$$\Delta E = G \operatorname{tg}(\varphi - \alpha) + cl \frac{\cos\varphi}{\cos(\varphi - \alpha)}. \tag{4.153}$$

Din studiul relațiilor (4.152) și (4.153) se deduce că pentru $c = 0$, ΔT și ΔE devin negative cînd $\alpha > \varphi$, forțele acționînd invers față de cele din fig. 4.66, compensînd o parte din eforturile de forfecare ; la valori mici ale unghiului de înclinare al suprafeței de înclinare (α), diferențele dintre ΔT și ΔE sînt neglijabile ; ΔT tinde către G cînd α se apropie de 90° iar ΔE tinde către infinit cînd α se apropie de $-(90° - \varphi)$.

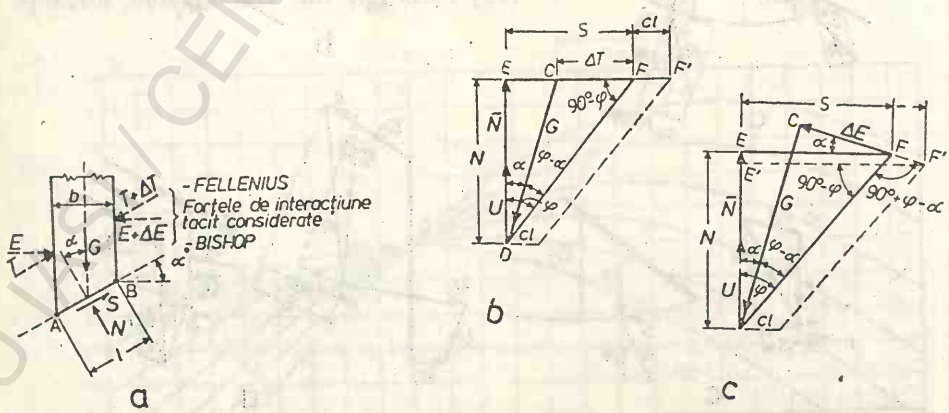


Fig. 4.68. Forțele de interacțiune în metodele Fellenius și Bishop.

4.1.4.4. **Exprimarea efortului normal efectiv pe suprafața de alunecare**

Expresia forțelor normale efective admisă în metoda comună a fîșiilor (Fellenius) se deduce din condiția de echilibru pe o direcție normală pe suprafața de alunecare (fig. 4.68 *a*), în concordanță cu (4.142):

$$N' = G \cos \alpha - ub \sec \alpha ; \tag{4.154}$$

Rezultă că eforturile unitare normale efective în metoda Fellenius se calculează cu relația

$$\sigma' = p \cos^2 \alpha - u ; \tag{4.155}$$

Această formulă de exprimare a eforturilor normale efective, folosită în deducerea relației (4.146), constituie una din sursele importante de erori asociate metodei Fellenius. Efortul total vertical (sarcina geologică medie a fiecărei fîșii, $p = G/b$) conține o componentă hidrostatică care are aceeași mărime în toate direcțiile, deci

$$\sigma = (p - u)\cos^2 \alpha + u, \tag{4.156}$$

care conduce la următoarea expresie, mai rațională, a efortului unitar normal efectiv:

$$\sigma' = (p - u)\cos^2 \alpha. \tag{4.157}$$

Expresia forțelor normale efective admise în metoda Bishop se deduce din condiția de echilibru pe verticală în fig. 4.68 *a*, în concordanță cu (4.147):

$$N' = \frac{G - ub - cb \operatorname{tg} \alpha / F_s}{\cos \alpha + \operatorname{tg} \alpha \sin \varphi / F_s}; \tag{4.158}$$

Rezultă că eforturile unitare normale efective în metoda Bishop se calculează cu relația

$$\sigma' = p - u - \tau_e \operatorname{tg} \alpha, \tag{4.159}$$

în care efortul unitar de forfecare solicitat pentru echilibru limită (τ_e), în baza fiecărei fîșii, este

$$\tau_e = \frac{c + (p - u) \operatorname{tg} \varphi}{F_s + \operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \varphi}. \tag{4.160}$$

Forma cea mai corectă de exprimare a lui σ' este cea folosită în „Procedeul generalizat al fîșiilor" vezi (4.176) și (4.192):

$$\sigma' = p + t - u - \tau_e \operatorname{tg} \alpha, \tag{4.161}$$

în care

$$\tau_e = \frac{c + (p + t - u) \operatorname{tg} \varphi}{F_s + \operatorname{tg} \alpha \cdot \operatorname{tg} \varphi}.$$

În fig. 4.69 se prezintă, comparativ, rezultatele obținute cu relațiile de mai sus pentru exemplul analizat în aplicația 4.1.4.8 — c. Valorile calculate cu ec. 4.161 sînt folosite ca bază de comparație (curba trasată cu linie continuă). Se deduce că relația (4.155) conduce la valori prea mici pentru σ' (factorul de siguranță calculat poate fi exagerat de asigurat); relațiile 4.157

BUCUREȘTI / CENTRALA UNIVERSITARĂ LIBRARY

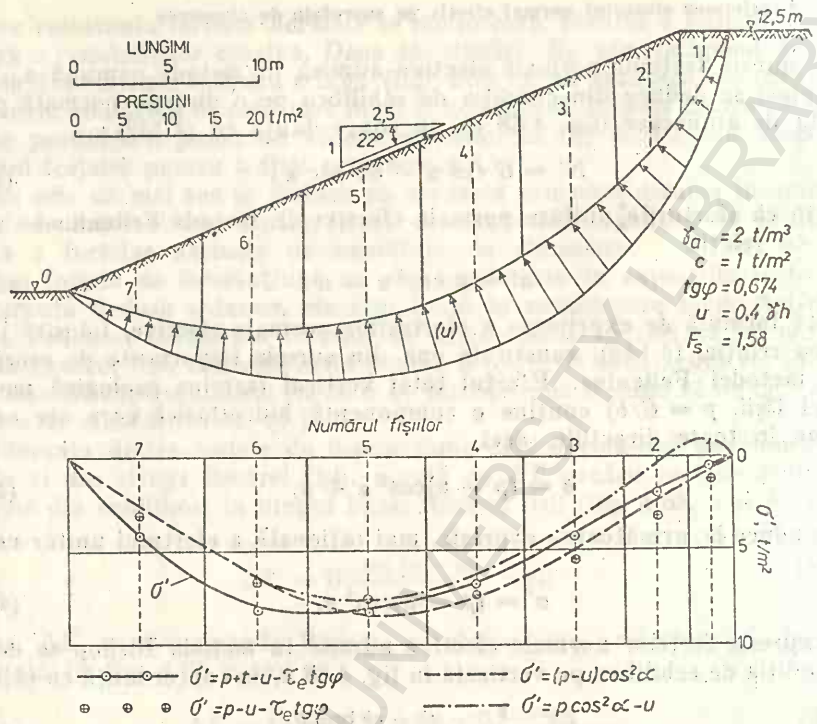


Fig. 4.69. Compararea rezultatelor obţinute prin diferite formule pentru distribuţia eforturilor normale efective în lungul suprafeţei de alunecare circulare (pentru exemplul din aplicaţia 4.1.4.8 c).

şi 4.159 conduc, practic, la aceleaşi rezultate ; relaţia 4.161 dă valori apropiate de cele anterioare dar σ' este mai concentrat în vecinătatea bazei taluzului şi mai mic în partea superioară a acestuia, ca urmare a considerării mai corecte a influenţei forţelor de interacţiune dintre fîşii.

4.1.4.5. Relaţiile folosite în programarea automată a calculului

Pentru metoda Fellenius expresia dedusă anterior (vezi ec. 4.146) mai poate fi scrisă sub forma :

$$F_s = \frac{\sum \frac{b_i}{\cos \alpha_i}(c + \sigma'_i \operatorname{tg} \varphi_i)}{\Sigma b_i \cdot p_i \sin \alpha_i + aQ/R}; \qquad (4.162)$$

în care efortul unitar normal efectiv σ' poate fi calculat în două feluri, conform celor discutate în 4.1.4.4 şi anume : în *varianta 1* cu relaţia 4.155, cînd se obţine expresia cunoscută a coeficientului de siguranţă pentru metoda comună a fîşiilor ; în *varianta 2* cu relaţia (4.157) cînd expresia coeficientului de siguranţă conduce la valori mult mai apropiate de cele reale.

BCU IAŞI CENTRU UNIVERSITY LIBRARY

Rezistența la forfecare solicitată pentru echilibru limită, în fiecare punct al suprafeței de alunecare, în cazul metodei Fellenius, este

$$\tau_e = \frac{c + \sigma' \operatorname{tg} \varphi}{F_s}, \tag{4.163}$$

în care σ' se calculează cu relațiile 4.155 și 4.157, pentru cele două variante discutate anterior.

În relațiile de mai sus p este raportul dintre greutatea fiecărei fîșii (la care se adaugă sarcinile verticale existente) și lățimea orizontală a acestora.

Pentru metoda Bishop (simplificată), expresia factorului de siguranță dedusă anterior (vezi ec. 4.149) — se mai poate scrie sub forma :

$$F_s = \frac{\sum \dfrac{b_i[c_i + (p_i - u_i) \operatorname{tg} \varphi_i}{m_\alpha}}{\Sigma p_i b_i \sin \alpha_i + a\, Q/R} \tag{4.164}$$

în care m_α se calculează cu (4.150).

Eforturile unitare normale efective și rezistențele la forfecare solicitate pentru echilibru limită se calculează, respectiv, cu relațiile 4.159 și 4.160.

Programul de calcul SIMPLEX folosit [56] calculează și imprimă, mai întîi, coeficienții de siguranță, eforturile normale efective și rezistențele la forfecare solicitate pentru echilibru limită cu metoda Fellenius, în cele două variante. În această etapă, calculul este direct, deoarece relațiile 4.162, 4.155 și 4.157 sînt explicite. După aceea, folosind ca valoare de start pentru coeficientul de siguranță pe cea obținută cu metoda Fellenius, varianta 2, programul amintit rezolvă relația 4.164, prin iterații succesive ; calculul este oprit atunci cînd diferența dintre valorile lui F_s corespunzătoare la două cicluri iterative succesive este mai mică de 0,001. În continuare, cu valorile lui F_s astfel obținute, se calculează τ_e și σ' cu relațiile 4.160 și 4.159. În final, sînt imprimate, pentru metoda Bishop, valorile factorului de siguranță pentru fiecare ciclu iterativ precum și τ_e și σ' corespunzătoare valori finale a coeficientului de siguranță.

4.4.6. Erori asociate metodelor Bishop și Fellenius

Deoarece, pe de o parte, în deducerea relațiilor 4.146 și 4.149 s-au folosit numai două din cele trei condiții ale unui echilibru static definit și, pe de altă parte, în stabilirea acestor relații s-au admis unele simplificări, valorile coeficientului de siguranță calculat prin ambele metode sînt afectate de erori.

Erori asociate metodei Bishop (simplificată). În deducerea expresiei factorului de siguranță, s-a admis că rezultantele forțelor de interacțiune dintre fîșiile convenționale sînt orizontale, condiție strict corectă numai pentru o parte din prismul de alunecare considerat. Pe de altă parte, reexaminarea ec. 4.158 conduce la concluzia că numitorul acesteia poate lua valori negative și, deci, poate fi și zero. Această situație poate apare dacă unghiul α este negativ și are valori mari, situație posibilă în apropierea bazei taluzului în cazul suprafețelor de alunecare adînci și cînd raportul $\operatorname{tg} \varphi / F_s$ este mare ; ca urmare,

valoarea calculată pentru N' (deci și pentru rezistența la forfecare) pentru unele fîșii din apropierea bazei taluzului, este prea mare, putînd avea o influență notabilă asupra coeficientului de siguranță (tendință de a obține valori subasigurate pentru F_s). Examinarea în continuare a relației 4.158 permite observația că pentru $F_s < 1$ și u mare, și numărătorul poate deveni negativ, situație de asemenea anormală.

Se apreciază că în situațiile în care pentru unele fîșii, numărătorul ec. 4.158 devine negativ sau numitorul are valori anormal de mici ($\cos\alpha + \sin\alpha \cdot \operatorname{tg}\varphi/F_s < 0{,}2$) este indicată efectuarea unor analize atente, folosindu-se, în paralel, și alte metode. Este interesant de reținut că situațiile în care se întîmpină greutăți în aplicarea metodei Bishop sînt greu de rezolvat și prin aplicarea uneia din metodele exacte existente.

Rezultatele exemplelor numerice prezentate indică o bună concordanță între valorile coeficientului de siguranță obținute prin metoda Bishop, cercul φ și parametrii adimensionali.

Erorile în calculul factorului de siguranță prin metoda Bishop (simplificată), în cazul unor analize de stabilitate corecte, sînt, de regulă, mai mici de 2—3% (comparativ cu rezultatele obținute prin metodele exacte existente și, în cazuri cu totul excepționale, pot atinge 6—7%.

Erori asociate metodei Fellenius (varianta 1). În metoda comună a fîșiilor se consideră că forțele de interacțiune dintre fîșiile convenționale sînt paralele cu bazele acestora, condiție valabilă numai pentru o parte din acestea.

Informații adiționale în legătură cu erorile asociate felului în care este calculată presiunea din pori se pot obține prin analiza relației (4.154) : dacă presiunea din pori este mare, astfel încît produsul $u \cdot b$ să fie apropiat de valoarea lui G, pentru $\alpha > 45°$ ($\sec\alpha > \cos\alpha$), N' poate deveni negativ pentru fîșiile din partea superioară a taluzului (fig. 4.69). În practică, în asemenea situații, pentru a putea continua analiza, se consideră $N' = 0$. În realitate în toate situațiile, există întotdeauna un efort normal efectiv (pozitiv) pe baza fîșiilor. De aici, rezultă o micșorare artificială a rezistenței la forfecare disponibilă în partea superioară a suprafeței de alunecare considerată. Cu cît presiunea din pori crește, erorile introduse în analiză se măresc.

Rezultatele exemplelor numerice prezentate indică clar că valorile coeficientului de siguranță obținute prin metoda Fellenius (varianta 1) sînt sistematic mai mici (cu pînă la 20%) decît cele corecte. Pentru a putea trage o concluzie mai generală asupra ordinului de mărime al erorilor pe care le poate introduce această metodă, în fig. 4.70 *a* se prezintă variația raportului dintre coeficientul de siguranță obținut prin metoda Fellenius (varianta 1) și Bishop, în funcție de mărimea unghiului la centru al arcului de alunecare, la diferite valori ale presiunii din pori, pentru exemplul analizat în aplicația 4.1.4.8 — *c*. Se constată că, într-un caz extrem ($\theta > 80°$) și presiunea din pori mare) coeficientul de siguranță calculat cu metoda comună a fîșiilor reprezintă numai 40% din valoarea corectă. Pentru situații curent întîlnite în practică ($\theta < 80°$ și $\bar{B} < 0{,}6$) erorile maxime sînt de circa 30%. Graficul din fig. 4.70 *b*, construit pentru același exemplu dar considerînd că presiunea din pori este nulă, permite aprecierea că pentru asemenea condiții, erorile asociate metodei Fellenius sînt de maxim 10—15%. Se deduce că erorile asociate metodei comune a fîșiilor sînt direct proporționale cu unghiul la centru al arcului de

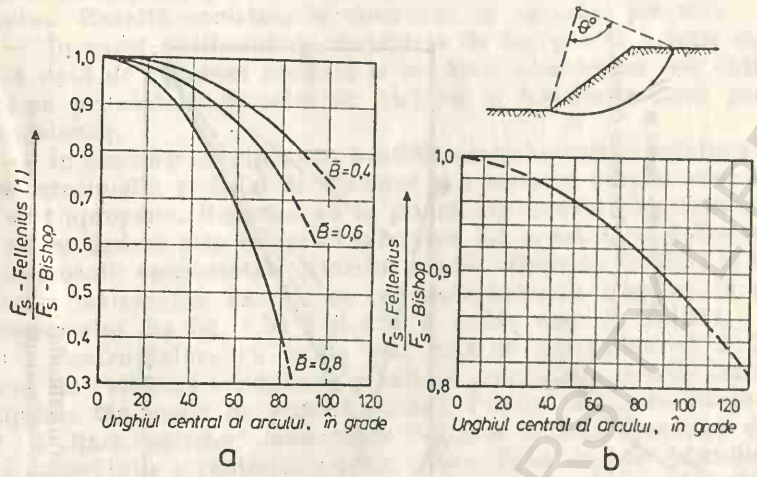


Fig. 4.70. Erori asociate metodei Fellenius (varianta 1-a), pentru exemplul din aplicația 4.1.4.8 c:
a — la diferite valori ale presiunii din pori; *b* — presiunea din pori este nulă.

alunecare și cu valoarea presiunii din pori; mai mult de 80% din erori se datoresc felului în care este luată în considerare presiunea din pori; modelul mecanic și simplificările admise în deducerea expresiei factorului de siguranță contribuie cu mai puțin de 20% în formarea erorilor.

Poate fi emisă părerea că metoda Fellenius, în varianta clasică, folosită încă mult la noi poate fi totuși aplicată în analizele de rutină, întrucît în toate situațiile conduce la valori asigurate ale coeficientului de siguranță. Avînd în vedere cele discutate anterior, este greu de admis o asemenea părere deoarece, în multe situații, erorile asociate acestei metode depășesc asigurările folosite curent în activitățile inginerești. Metoda cercului de frictiune, și în special metoda parametrilor adimensionali, mult mai ușor de aplicat pentru numeroase cazuri practice, introduc erori mai mici; metoda Bishop, în forma simplificată prezentată, permite efectuarea unor analize de stabilitate corecte în marea majoritate a situațiilor cînd condițiile geologice și structurale justifică admiterea unei suprafețe de alunecare cilindrică, cu un volum de muncă aproximativ egal.

4.1.4.7. Posibilități de precizare a centrului arcului circular de alunecare

Cînd condițiile litologice și texturale concrete nu impun suprafețe potențiale de alunecare, pentru taluze simple poziția centrului arcului circular critic se poate determina rapid folosind tabelul 4.1 sau nomogramele din fig. 4.44, 4.56 *b* și 4.57 *b*.

În fig. 4.71 sînt prezentate comparativ pozițiile centrelor arcelor critice care trec prin piciorul taluzului folosind datele prezentate în tabelul 4.1, coor-

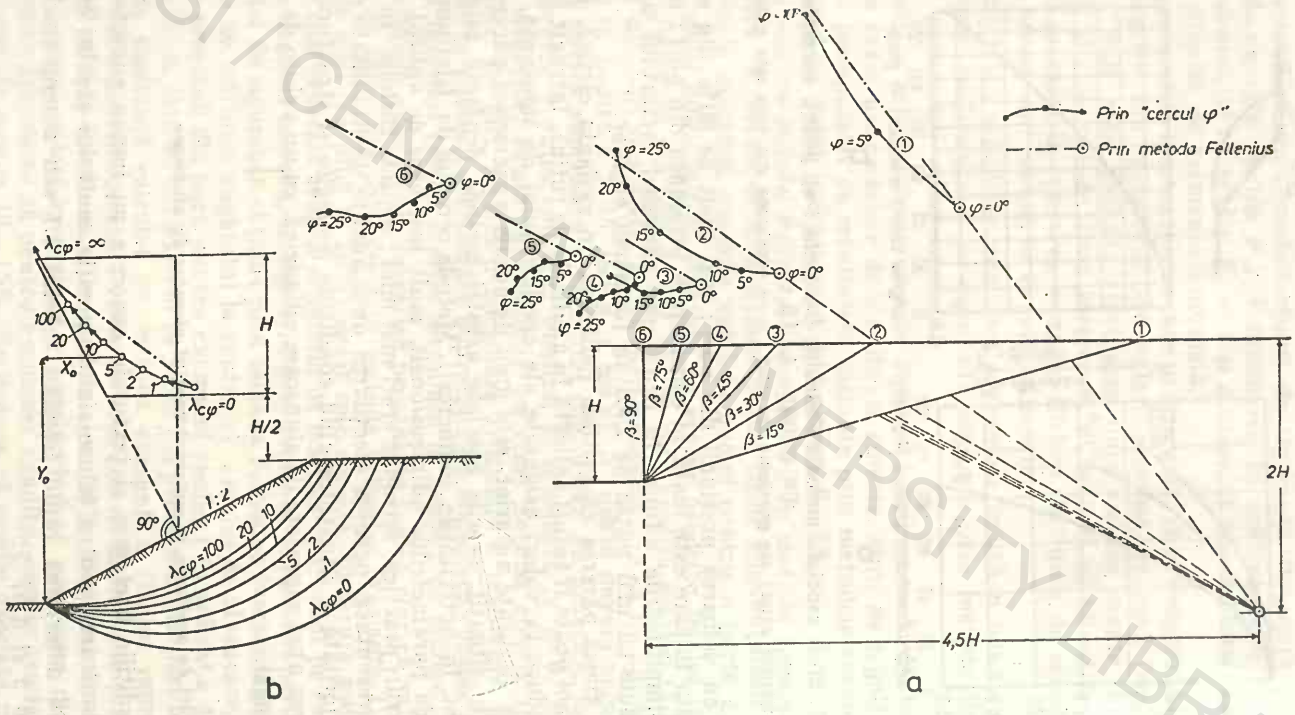


Fig. 4.71. Centrele arcelor critice care trec prin piciorul taluzului :
a — comparație între metoda cercului de frictiune și metoda Fellenius ; *b* — comparație între metoda parametrilor adimensionali și metoda Fellenius.

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

donatele deduse din graficele din fig. 4.56 *b* și 4.57 *b* și sistemul indicat de Fellenius. Rezultă următoarele observații cu caracter practic:

— În cazul analizelor de stabilitate de tip $\varphi = 0$, soluția matematică exactă dată de Fellenius conduce la rezultate identice cu cele obținute prin aplicarea principiului cercului de frictiune și folosind metoda parametrilor adimensionali.

— În analizele de tip $\varphi - c$, pozițiile centrelor critice rezultate prin aplicarea principiului cercului de frictiune și a metodei parametrilor adimensionali sînt apropiate. Reținînd că în primul caz (cercul φ) poziția arcelor critice a fost dedusă prin încercări succesive, iar în cel de al doilea (parametrii adimensionali) coordonatele centrelor arcelor critice au rezultat în urma unor rezolvări matematice exacte, se consideră indicată folosirea în practică a nomogramelor din fig. 4.56 *b* și 4.57 *b*, foarte ușor de utilizat.

— Pentru taluze cu pante mai mici de (aproximativ) 1 : 2 sistemul indicat de Fellenius conduce la rezultate acceptabile (erorile introduse sînt neglijabile din punct de vedere practic). Pentru taluze cu pante mai mari de 1 : 2 „linia centrelor" indicată de Fellenius deviază apreciabil de la curba reală de evoluție a centrelor arcelor critice. Cînd unghiul taluzului este mai mare de 45° erorile introduse de sistemul Fellenius sînt inadmisibil de mari, acest sistem nemaiputînd fi aplicat.

În situațiile practice complicate (taluze cu litologie și geometrie complexă, încărcate cu sisteme de sarcini exterioare și care urmează să funcționeze în condiții hidrogeologice dificile) poziția suprafeței circulare critice se deduce prin încercări, pentru fiecare caz în parte, folosind, de preferință, calculul automat.

4.1.4.8. Exemple de calcul

APLICAȚIA 4.1.4.8-a. Se reia exemplul analizat în aplicațiile 4.1.2.3-a și 4.1.3.2-g (fig. 4.17 și 4.36): $H = 7{,}5$ m; $\gamma_{sat} = 2$ t/m³; $c = 1{,}2$ t/m²: $\operatorname{tg}\varphi = 0{,}676$, $\beta = 34°$.

Rezolvare.

Înlocuind în relația 4.162 efortul normal efectiv prin expresiile date de 4.155 și 4.157 se obțin relațiile explicite de calcul ale coeficientului de siguranță pentru cele două variante ale metodei Fellenius:

— pentru varianta 1,

$$F_s = \frac{\Sigma[c_i l_i + (G_i \cos\alpha_i - u_i l_i)\operatorname{tg}\varphi_i]}{\Sigma G_i \sin\alpha_i + Q \cdot a/R},$$

relație identică cu 4.164 și

— pentru varianta a 2-a,

$$F_s = \frac{\Sigma[c_i l_i + (G_i \cos\alpha_i - u_i \cdot l_i \cdot \cos^2\alpha_i)\operatorname{tg}\varphi_i]}{\Sigma G_i \sin\alpha_i + Q \cdot a/R}.$$

Pentru calculul coeficientului de siguranță corespunzător variantei Bishop (simplificată) se folosește relația 4.149. Datele primare, determinate grafic din figura 4.17 *a*, sînt prezentate în tabelul din figura 4.36.

Rezolvarea ec. (4.149), corespunzătoare metodei Bishop, implicită în raport cu F_s, se face printr-un calcul iterativ simplu, de regulă cu două-trei etape. Pentru o convergență rapidă a valorilor factorului de siguranță, în cadrul metodei Bishop, se recomandă ca valoarea de start a lui $F_s(F_0)$ să fie cea calculată anterior prin metoda Fellenius (preferabil varianta a 2-a). În evaluarea parametrului m^α se folosește graficul din figura 4.66.

Pe baza datelor obținute, (tabelele *A* și *B*) s-au calculat valorile coeficientului de siguranță corespunzătoare celor două variante ale metodei Fellenius

$$F_s = \frac{34{,}791}{26{,}960} = 1{,}29 \text{ — pentru varianta 1 și}$$

$$F_s = \frac{39{,}435}{26{,}960} = 1{,}46 \text{ — pentru varianta a 2-a.}$$

Valoarea coeficientului de siguranță corespunzătoare metodei Bishop este

$$F_s = \frac{38{,}658}{26{,}960} = 1{,}43.$$

TABELUL A **Metoda Fellenius**

Nr. felii	G_i (t)	α_i°	sin α_i	cos α_i	$G_i \sin \alpha_i$	$G_i \cos \alpha_i$	U_i (t)	(7)—(8)	(9)×tgφ	$c_i l_i$ (t)	(10)+(11)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)
1	2,462	−3,5	−0,061	−0,995	−0,150	+2,450	0,000	2,450	1,355	2,084	3,439
2	1,314	0,0	0,00	1,00	0,000	1,314	0,000	1,314	0,727	0,695	1,422
3	1,766	4,0	0,070	0,995	0,124	1,757	0,062	1,695	0,937	0,602	1,539
4	9,740	10,5	0,182	0,955	1,773	9,302	1,609	7,693	4,254	2,326	6,580
5	13,530	21,0	0,357	0,933	4,830	12,623	4,770	7,853	4,343	2,663	7,006
6	12,150	33,0	0,543	0,838	6,600	10,182	5,710	4,472	2,473	2,846	5,319
7	13,800	47,0	0,730	0,681	10,074	9,400	6,062	3,338	1,846	3,637	5,483
8	3,626	59,5	0,862	0,515	3,126	1,867	1,417	0,450	0,249	2,269	2,518
9	0,628	68,5	0,928	0,273	0,583	0,171	0,000	0,171	0,095	1,390	1,485
—	—	—	—		26,96	—	—	—	—		34,791

FELLENIUS

$$F_s = \frac{34{,}971}{26{,}960} = 1{,}297$$

BISHOP

$$F_1 = \frac{37{,}537}{26{,}960} = 1{,}392$$

$$F_2 = \frac{38{,}403}{26{,}960} = 1{,}424$$

$$F = \frac{38{,}658}{26{,}960} = 1{,}434$$

TABELUL B **Metoda Bishop**

Nr. felii	$b_i . c_i$ (t)	$u_i . b_i$ (t)	G_i—(3)	(4)×tgφ	(2)+(5)	F_0=1,392		F_1=1,300		F_2=1,424	
						m_{α_0}	$\frac{(6)}{m_{\alpha_0}}$	m_{α_1}	$\frac{(6)}{m_{\alpha_1}}$	m_{α_2}	$\frac{(6)}{m_{\alpha_2}}$
(1)	(1)	(3)	(4)	(5)	(6)						
1	2,112	0,000	2,462	1,361	3,473	0,98	3,544	0,98	3,544	0,98	3,544
2	0,780	0,000	1,314	0,727	1,507	1,00	1,507	1,00	1,507	1,00	1,507
3	0,588	0,059	1,707	0,944	1,532	1,02	1,502	1,02	1,502	1,02	1,502
4	2,340	1,619	8,121	4,491	6,831	1,07	6,384	1,06	6,444	1,06	6,444
5	2,460	4,407	9,123	5,045	7,505	1,10	6,823	1,08	6,949	1,075	6,981
6	2,352	4,724	7,426	4,107	6,459	1,09	5,926	1,07	6,036	1,055	6,122
7	2,508	4,180	9,620	5,320	7,828	1,02	7,675	0,98	7,988	0,97	8,070
8	1,116	0,698	2,928	1,619	2,735	0,90	3,039	0,85	3,218	0,84	3,256
9	0,540	0,000	0,628	0,347	0,887	0,78	1,137	0,73	1,215	0,72	1,232
—	—	—	—	—	—	Σ	37,537	Σ	38,403	Σ	38,658

BCU CENTRALA ... LIBRARY

Se constată că valorile coeficientului de siguranță obținute prin metodele „cercul φ" (varianta grafo-analitică) și Bishop sînt identice ($F_s = 1{,}43$ — valoare corectă); varianta 1 a metodei Fellenius conduce la o valoare cu 10% mai mică decît cea corectă; coeficientul de siguranță obținut prin varianta a 2-a a metodei Fellenius este cu numai 2% mai mare față de valoarea corectă; F_s dedus prin metoda parametrilor adimensionali ($F_s = 1{,}34$) este cu 6% mai mică față de cel corect (vezi observațiile făcute la aplicația 4.1.3.2-g).

APLICAȚIA 4.1.4.8-b. Se reia exemplul analizat în aplicațiile 4.1.2.3-b și 4.1.3.2-e (fig. 4.37 și 4.62): $H = 17{,}6$ m; $H_T = 1{,}3$ m; $c = 1$ t/m²; $\operatorname{tg}\varphi = 0{,}512$; $\gamma_{sol} = 2$ t/m³, $1 : b = 1 : 2$, $\beta = 26{,}5°$.

Rezolvare.

Datele primare sintetizate în tabelul din figura 4.37 duc la următoarele rezultate: $F_s = 1$ (valoare corectă) prin metodele cercului φ parametrii adimensionali și Bishop $\left(F_s = \right.$ $\left. = \dfrac{205{,}836}{204{,}365} = 1{,}007\right)$; $F_s = \dfrac{172{,}859}{204{,}365} = 0{,}846$ (valoare mai mică cu 15% față de cea corectă) prin varianta 1 a metodei Fellenius și $F_s = \dfrac{201{,}706}{204{,}365} = 0{,}987$ (valoare mai mică cu numai 1,3% față de cea corectă) prin varianta a 2-a a metodei Fellenius.

APLICAȚIA 4.1.4.8-c. Se reia exemplul analizat în aplicația 4.1.2.3-c (fig. 4.38): $H = 12{,}5$ m; $\gamma_{sol} = 2$ t/m²; $\operatorname{tg}\varphi = 0{,}674$; $u = 0{,}4 \cdot \gamma \cdot z$.

Rezolvare.

Datele primare sînt sintetizate în tabelul din figura 4.38. Valorile coeficientului de siguranță obținute prin metodele cercului φ și Bishop sînt identice ($F_s = 1{,}53$); prin metoda Fellenius s-au obținut valori mai mici decît cea corectă cu 18% $\left(F_s = \dfrac{127{,}894}{101{,}709} = 1{,}257\right)$ și, respectiv, cu 3% $\left(F_s = \dfrac{150{,}501}{101{,}709} = 1{,}48\right)$, corespunzătoare celor două variante).

Notă. Metoda analitică dedusă prin aplicarea principiului cercului de frictiune și metoda parametrilor adimensionali nu au fost folosite la rezolvarea acestui exemplu, din cauza dificultăților legate de considerarea corectă a presiunii din pori (la sfîrșitul perioadei de construcție).

APLICAȚIA 4.1.4.8-d. În figura 4.86 se prezintă o secțiune transversală caracteristică prin taluzul unei excavații în argile foarte plastice, de tip quick clays, executată pentru fundarea unei construcții în orașul Dramen (Norvegia). Roca de bază, constituită din șisturi cristaline, are un relief de eroziune ondulat (datele primare sînt luate după N. Jambu, 1968). Rezultatele obținute pentru rezistența la forfecare în condiții nedrenate, în situ, în funcție de eforturile totale, cu turbina de forfecare, sînt prezentate sintetic în figura 4.84.

Care este valoarea minimă a coeficientului de siguranță dacă se admite posibilitatea ruperii după o suprafață cilindrică, cunoscînd $\gamma_{sol} = 1{,}9$ t/m³?

Rezolvare.

În cazul analizelor de stabilitate în care sînt considerate eforturile totale, depozitele fiind în stare saturată și avînd permeabilitate redusă, conceptul $\varphi = 0$ este aplicabil. Pentru asemenea condiții, expresiile coeficientului de siguranță, atît pentru metoda Fellenius (în ambele variante) cît și pentru Bishop (ec. 4.146 și 4.149), se reduc la forma explicită

$$F_s = \frac{\Sigma c_i l_i}{\Sigma G_i \sin \alpha_i + \dfrac{aQ}{R}},$$

de unde $F_s = \dfrac{199{,}960}{126{,}945} = 1{,}575$.

Acest exemplu va fi reluat și discutat în aplicația 4.1.5.8-c.

APLICAȚIA 4.1.4.8-e. Se reia exemplul analizat în aplicația 4.1.3.2-i: $H = 40$ m; $\varphi = 25°$; $c = 1{,}8$ t/m²; $\gamma_{sol} = 1{,}9$ t/m³ (fig. 4.72).

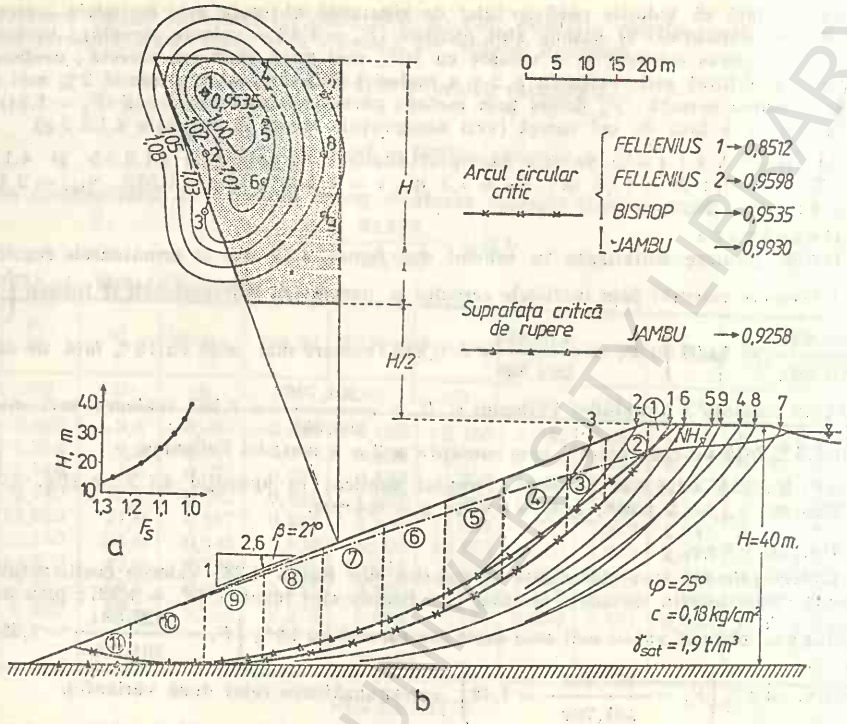


Fig. 4.72. Proiectarea unui iaz de decantare:
a — variația coeficientului de siguranță cu înălțimea; *b* — determinarea suprafeței critice de rupere.

Rezolvare.

Se pornește de la rezultatele obținute în aplicația 4.1.3.2-f prin metoda parametrilor adimensionali. Mai întîi, pentru un taluz cu panta 1 : 2,6 ($\beta = 21°$) se determină arcul circular critic și coeficientul de siguranță corespunzător. Determinarea arcului circular critic se face prin încercări, considerîndu-se nouă arce circulare tangente la patul rigid pe care este fundat iazul de decantare, a căror centre sînt alese în concordanță cu cele discutate în 4.1.4.7 (vezi fig. 4.57 *b* și 4.71). Rezolvarea ec. (4.162) și (4.164), pentru cele nouă seturi de date primare, s-a efectuat automat cu ajutorul programului SIMPLEX [56]; pe baza datelor obținute, au fost trasate curbele de egală valoare ale coeficientului de siguranță (fig. 4.72 *b*).

Se remarcă faptul că datorită prezenței patului rigid, la care trebuie să fie tangente toate arcele circulare încercate, individualizarea suprafeței circulare critice este dificilă, putîndu-se face numai dacă în calcule se lucrează cu mai mult de două zecimale. Pentru cele nouă arce încercate, coeficientul de siguranță are variații foarte mici ($0{,}9535 < F_s < 1{,}0800$).

În continuare, se încearcă modificarea geometriei suprafeței taluzului astfel încît coeficientul de siguranță să crească spre 1,2—1,3. În acest scop, păstrînd ca suprafață de alunecare arcul circular critic precizat anterior, s-a dedus influența asupra factorului de siguranță a lățimii unui sistem de berme cu înălțimi de treaptă de 5 și 10 m. Studiind graficul din figura 4.73 *a*, în care sînt sintetizate rezultatele imprimate de programul SIMPLEX pentru metoda Bishop, se deduce că este posibilă ridicarea valorii coeficientului de siguranță spre 1,2—1,3 prin realizarea unui sistem de berme cu $h = 10$ m și $l = 14$ m (fig. 4.73 *b*).

În condițiile în care stabilitatea de ansamblu a taluzelor iazului de decantare este asigurată, mai trebuie verificată stabilitatea fiecărei trepte. Pentru aceasta, este indicată folosirea metodei parametrilor adimensionali. Astfel, pentru $H = 10$ m; $\beta = 36°$ ($1 : b = 1 : 1{,}4$), $c = 1{,}8$ t/m²; $\varphi = 25°$ și $\gamma_{sat} = 1{,}9$ t/m³, se calculează mai întîi, cu ec. (4.130), $\lambda_{c\varphi} =$

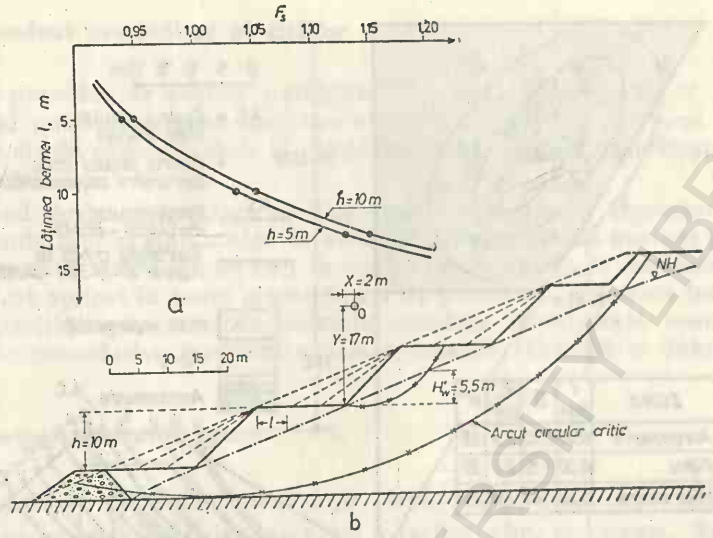


Fig. 4.73. Analiza sistemului optim de berme:
a — modificarea coeficientului de siguranță în funcție de înălțimea și lățimea bermei; *b* — poziția digului de amorsare și a sistemului de berme rezultat.

$= \frac{1,9 \cdot 10 \cdot 0,466}{1,8} = 4,9$, după care, cu $\lambda_{c\varphi}$ și β cunoscuți, din figura 4.56 *a* se deduce $N_{cf} = 16$. Acum, se poate calcula factorul de siguranță cu (4.129): $F_s = \frac{16 \cdot 1,8}{1,9 \cdot 10} = 1,5$. Din figura 4.56*b* se deduc coordonatele adimensionale ale centrului arcului circular critic ($x_0 = 0,2$ și $y_0 = 1,7$), după care, cu (4.116) se calculează $X_0 = 2$ m și $Y_0 = 17$ m. După trasarea arcului critic în figura 4.51 *b*, se calculează influența curentului acvifer asupra stabilității taluzului fiecărei trepte. După deducerea lui $H'_w = 5,5$ m din figura 4.71 *b*, se calculează, în ordine: $\gamma_2 = 1,9 - 5,5/10 = 1,35$ (4.132), $\lambda_{c\varphi} = \frac{1,35 \cdot 10 \cdot 0,466}{1,8} = 3,495$ (4.131). Din figura 4.56 *a*, se deduce $N_{cf} = 13,6$. Noua valoare a coeficientului de siguranță este $F_s = \frac{13,6 \cdot 1,8}{1,9 \cdot 10}$ $= 1,288$ (4.131).

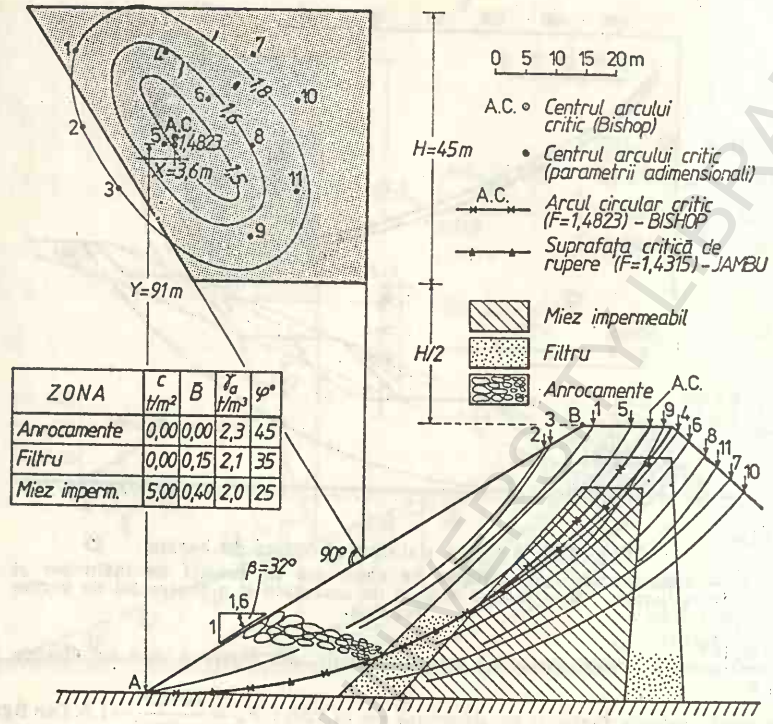
În continuare, pentru evitarea fenomenelor de spălare hidrodinamică la baza taluzelor sistemului de berme, se trece la dimensionarea sistemului de filtre inverse care urmează să fie incorporate constructiv în masa iazului de decantare. Dimensionarea acestor lucrări este tratată pe larg în lucrarea [24].

Sistemul de filtre inverse precum și digul de amorsare vor determina o sporire a rezervei de stabilitate, efectul acestor lucrări nefiind considerat în analiza anterioară.

APLICAȚIA 4.1.4.8-f. Se reia exemplul analizat în aplicația 4.1.3.2-h (fig. 4.74).

Rezolvare.

Reținînd rezultatele obținute în aplicația 4.1.3.2-h, prin aplicarea parametrilor adimensionali, se determină poziția arcului circular critic și factorul de siguranță corespunzător. În acest scop, s-au considerat unsprezece arce circulare, trasate în concordanță cu cele discutate în 4.1.4.7. Rezolvarea ec. (4.162) și (4.164), corespunzătoare metodelor Fellenius și Bishop, pentru cele unsprezece seturi de date primare, s-a efectuat cu ajutorul programului SIMPLEX. Folosind rezultatele obținute pentru coeficientul de siguranță, s-au trasat curbele de egală valoare ale lui F_s din figura 4.74, rezultînd poziția centrului arcului critic; poziția acestuia este practic identică cu centrul dedus anterior prin metoda parametrilor adimensionali. De asemenea, valoarea coeficientului de siguranță obținut cu metoda Bishop ($F_s = 1,48$) este cu numai 2% mai mică față de cea obținută anterior.



ZONA	c t/m²	B	γ_a t/m³	φ°
Anrocamente	0,00	0,00	2,3	45
Filtru	0,00	0,15	2,1	35
Miez imperm.	5,00	0,40	2,0	25

Fig. 4.74. Analiza stabilității unui baraj din anrocamente la sfîrșitul perioadei de construcție.

APLICAȚIA 4.1.4.8-g. În figura 4.85 se prezintă o secțiune transversală printr-un baraj din anrocamente cu simbure impermeabil, avînd înălțimea de 40 m. Elementele geometrice ale barajului și proprietățile fizico-mecanice sînt prezentate în figura 4.85. Barajul este afectat la coronament de crăpături de contracție cu $H_T = 3{,}5$ m. Rezultanta presiunii hidrostatice corespunzătoare situației în care crăpăturile sînt pline cu apă este $E_a = 6$ t/m.

Care este factorul de siguranță al taluzului din amonte la sfîrșitul perioadei de construcție?

Rezolvare.

Din datele primare și rezultatele obținute se constată că valoarea coeficientului de siguranță obținută prin metoda Fellenius 1 $\left(F_s = \dfrac{1019{,}07}{718{,}52 + 6 \cdot 31{,}5/69} = 1{,}41\right)$ este cu 7% mai mică față de cea corectă calculată prin metoda Bishop $\left(F_s = \dfrac{1098{,}53}{721{,}259} = 1{,}522\right)$. Coeficientul de siguranță corespunzător metodei Fellenius 2 $\left(F_s = \dfrac{1\,114{,}453}{721{,}259} = 1{,}545\right)$ este cu circa 1,5% mai mare față de cel corespunzător metodei Bishop.

Acest exemplu va fi reluat în aplicația 4.1.5.8-*b*.

Observațiile făcute în nota de la aplicația 4.1.4.8-c sînt valabile și aici.

4.1.5. Procedeul generalizat al fîşiilor

Acest procedeu de analiză a stabilităţii taluzelor aparţine lui N. Jambu, 1954. După publicarea bazei teoretice ale acestui procedeu, autorul a făcut mai multe studii experimentale şi completări dintre care se aminteşte lucrarea [27], 1968.

Pornind de la constatarea că împingerea pămîntului, capacitatea portantă a fundaţiilor şi stabilitatea taluzelor sînt categorii ale analizei generale de stabilitate a masivelor de roci în raport cu rezistenţa la forfecare, procedeul a fost aplicat la toate aceste tipuri de probleme. Aplicarea lui la studierea capacităţii portante, de exemplu, conduce la rezultate concordante cu cele ale procedeelor teoretice exacte cunoscute (Prandtl şi Sokolovski).

4.1.5.1. Premise şi principii de bază

Se consideră că profilul morfologic, încărcările exterioare, condiţiile pe contur şi caracteristicile fizico-mecanice a rocilor sînt cunoscute. Suprafaţa de alunecare este reprezentată printr-o linie continuă prin masa taluzului. Masa cuprinsă între suprafaţa terenului şi suprafaţa de alunecare este împărţită în fîşii verticale convenţionale (fig. 4.75). Rezultatele totale ale forţelor de interacţiune dintre fîşii sînt notate cu T şi E, corespunzînd, respectiv, direcţiilor orizontale şi verticale. În lungul suprafeţei de alunecare, în situaţia de echilibru limită, efortul de forfecare este τ_e iar efortul unitar normal total este σ.

O soluţie completă, în condiţiile forfecării plane, presupune determinarea simultană a patru necunoscute : E, T, τ_e şi σ. Trei ecuaţii vor fi deduse prin impunerea condiţiilor de echilibru static, iar cea de a patra prin exprimarea stării de echilibru plastic nominal (vezi 4.1.1.4). În plus, vor trebui satisfăcute condiţiile de echilibru (general) pe contur.

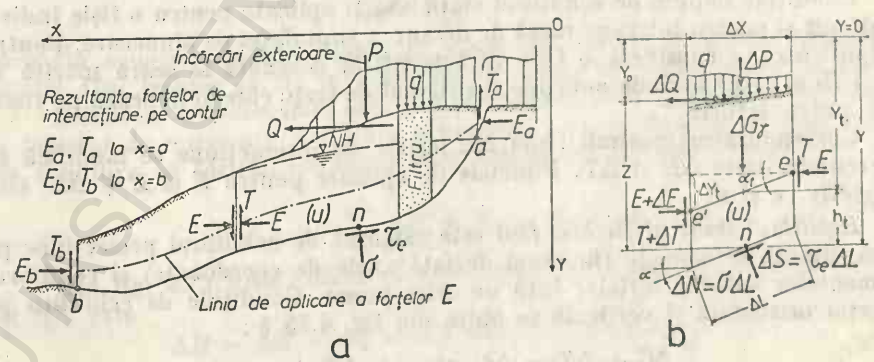


Fig. 4.75. Definirea parametrilor folosiţi în procedeul generalizat al fîşiilor [27]:
a — echilibrul static al întregului corp ; *b* — echilibrul static al unei fîşii.

Principiul de bază al metodei este următorul: Se stabilesc mai întîi, cele patru ecuații de bază necesare pentru aflarea celor patru necunoscute E, T, τ_e și σ. Deoarece cei patru parametrii necunoscuți sînt dependenți unul de altul, cele patru ecuații vor trebui rezolvate simultan, printr-un procedeu iterativ, condițiile de echilibru pe contur urmînd a fi continuu satisfăcute.

Suprafața de alunecare, atît din punct de vedere al poziției cît și al formei, comportă o infinitate de posibilități. Cînd se folosește coeficientul de siguranță în raport cu rezistența la forfecare, vor fi alese forma și poziția suprafeței de alunecare care dau o valoare minimă a acestuia. Această suprafață este numită *suprafață critică de alunecare*. În particular, cînd factorul de siguranță este unitar, se folosește noțiunea de *suprafață potențială de alunecare*.

Teoretic, ar trebui să fie studiate un număr infinit de mare de suprafețe, cu diferite forme și localizări. Folosind experiența existentă, se va demonstra, prin exemple numerice, că, din multitudinea de posibilități existente, se poate folosi un număr convenabil de situații, fără a face erori notabile.

Premise de lucru:

— Pentru fiecare secțiune, problema este tratată în coordonate bidimensionale. Dacă în cadrul taluzului studiat parametrii geometrici și fizico-mecanici variază în direcția perpendiculară pe secțiune, vor fi studiate cîteva secțiuni paralele caracteristice.

— Este folosit coeficientul de siguranță în raport cu rezistența la forfecare. Se consideră că F_s este constant în lungul suprafeței de alunecare (valoare medie).

— Se folosește rezistența la forfecare în funcție de eforturile totale sau efective, în funcție de tipul problemei studiate.

— Poziția liniei pe care se găsesc punctele de aplicație ale forțelor E se consideră cunoscută. Această considerație este specifică acestei metode.

4.1.5.2. Condiții de echilibru

Condițiile impuse de echilibrul static vor fi aplicate pentru o fișie individuală cît și pentru întreaga masă de deasupra suprafeței de alunecare. Pentru simplificare, se consideră o fișie caracteristică, desenată la scară mărită în fig. 4.75 *b*, care cuprinde notațiile și sistemul de forțe care acționează pe toate cele patru laturi.

Corespunzător grosimii fișiei Δx, forțele de interacțiune se modifică cu diferențele finite ΔE și ΔT. Punctele de aplicare pentru E și $E + \Delta E$ sînt respectiv, e și e'.

Echilibrul static al fiecărei fișii este asigurat de echilibrul proiecțiilor pe două direcții ortogonale (în cazul de față axele de coordonate) și echilibrul momentelor tuturor forțelor față de orice punct. Condițiile de echilibru pe direcția orizontală și verticală se obțin din fig. 4.75 *b*:

$$\Delta G + \Delta T = \Delta N \cos \alpha + \Delta S \sin \alpha \tag{4.165}$$

$$\Delta E - \Delta Q = \Delta N \sin \alpha - \Delta S \cos \alpha, \tag{4.166}$$

în care $G = \Delta G\gamma + q \cdot \Delta x + \Delta P$, reprezentînd greutatea totală a fîşiei, este constituit din greutatea depozitelor şi sarcinile exterioare (distribuite sau concentrate); ΔS şi ΔN sînt componenta de forfecare şi, respectiv, cea normală care acţionează pe elementul Δl al suprafeţei de alunecare.

Momentele forţelor faţă de punctul u, de aplicare a forţei ΔN, se scriu folosind fig. 4.75 *b*. Observînd că $T \cdot \Delta x$ şi $E \cdot \Delta y_i$ sînt cupluri şi eliminînd termenii de ordin secund, se obţine

$$E \cdot \Delta y_i - \Delta E \cdot h_i + T \cdot \Delta x + \Delta Q \cdot Z = 0. \tag{4.167}$$

Împărţind cu Δx şi rezolvînd în raport cu T se obţine

$$T = -E \cdot \operatorname{tg} \alpha_i + h_i \frac{\Delta E}{\Delta x} - Z \frac{\Delta Q}{\Delta x}. \tag{4.168}$$

în care $\operatorname{tg} \alpha_i = \frac{\Delta y_i}{\Delta x}$.

Ec. 4.165, 4.166 şi 4.168 exprimă echilibru static al fîşiei considerate.

Echilibrul vertical total este asigurat atunci cînd componenta verticală ΔV a forţelor de rezistenţă pe suprafaţa de alunecare compensează întreaga greutate a corpului (inclusiv forţele exterioare q şi ΔP) şi forţele verticale pe contur T_a şi T_b:

$$\sum_a^b \Delta V_i = \sum_a^b \Delta G_i + T_b - T_a. \tag{4.169}$$

Pentru fiecare fîşie, componenta verticală a forţelor de rezistenţă (solicitate pentru echilibru) se deduce din fig. 4.75, în concordanţă cu ec. 4.165:

$$\left.\begin{aligned} \Delta V &= \Delta G + \Delta T = \Delta N \cos \alpha + \Delta S \sin \alpha; \\ \sum_a^b \Delta V_i &= \sum_a^b \Delta G_i + \sum_a^b \Delta T_i; \end{aligned}\right\} \tag{4.170}$$

Înlocuind (4.170) în (4.169) se obţine:

$$\sum_a^b \Delta T_i = T_b - T_a; \tag{4.171}$$

Această ecuaţie exprimă faptul că suma forţelor de forfecare diferenţiale dintre fîşii trebuie să fie în echilibru cu forţele de forfecare de pe contur.

Echilibrul orizontal total este asigurat atunci cînd componenta orizontală a forţelor de rezistenţă ΔH, care acţionează pe suprafaţa de alunecare, sînt în echilibru cu forţele orizontale care acţionează pe contur (Q, E_a şi E_b):

$$\sum_a^b \Delta H_i = E_b - E_a - Q. \tag{4.172}$$

Din fig. 4.75 *b* se deduce că componenta orizontală ΔH a forţelor ΔS şi ΔN este

$$\left.\begin{aligned} \Delta H &= \Delta E - \Delta Q = \Delta N \sin \alpha - \Delta S \cos \alpha \\ \sum_a^b \Delta H_i &= \sum_a^b \Delta E_i - \sum_a^b \Delta Q_i \end{aligned}\right\} \tag{4.173}$$

Introducînd (4.173) în (4.172) se obține relația,

$$\sum_{a}^{b} \Delta H_i = E_b - E_a, \tag{4.174}$$

care indică că componentele orizontale ale forțelor de rezistență pentru fiecare fîșie trebuie să fie în echilibru cu forțele orizontale de pe contur.

Echilibru momentelor totale. Printr-o demonstrație similară rezultă că:

$$\sum_{a}^{b} \Delta M_i = M_b - M_a, \tag{4.175}$$

ceea ce înseamnă că suma momentelor forțelor diferențiale dintre fîșii trebui să fie în echilibru cu momentele forțelor care acționează pe contur.

4.1.5.3. Ecuații de bază

Pentru o analiză de stabilitate completă, toate condițiile stabilite anterior trebuie satisfăcute simultan. Întrucît ecuațiile sînt aparent de natură implicită, se folosește un procedeu iterativ de rezolvare numerică. În acest scop, este important ca ecuațiile de bază să fie formulate sistematic. Ec. (4.165) și (4.166) vor fi rescrise în scopul de a obține o formă mai convenabilă pentru T și ΔE. ΔN se obține direct din (4.165):

$$\Delta N = (\Delta G + \Delta T)\sec\alpha - \Delta S \cdot \operatorname{tg}\alpha.$$

Deoarece $\Delta N = \sigma \cdot \Delta l$; $\Delta S = \tau_e \cdot \Delta l$ și $\Delta l = \Delta x \cdot \sec\alpha$ se obține următoarea relație simplă pentru efortul unitar normal (total):

$$\sigma = p + t - \tau_e \cdot \operatorname{tg}\alpha; \tag{4.176}$$

în care $p = \dfrac{\Delta G}{\Delta x}$ și $t = \dfrac{\Delta T}{\Delta x}$.

Expresia lui ΔE se deduce prin eliminarea lui ΔN din ec. (4.165) și (4.166). În acest scop, se înmulțește (4.165) cu $\sin\alpha$ și (4.166) cu $\cos\alpha$. Se scad relațiile între ele și expresia astfel obținută se rezolvă în raport cu ΔE, rezultînd

$$\Delta E = \Delta Q + (\Delta G + \Delta T)\operatorname{tg}\alpha - \Delta S \sec\alpha. \tag{4.177}$$

Deoarece $\Delta S = \tau_e \cdot \Delta l = \tau_e \Delta x \cdot \sec\alpha$, ec. (4.177) poate fi scrisă sub forma

$$\Delta E = \Delta Q + (\Delta G + \Delta T)\operatorname{tg}\alpha - \tau_e \Delta x \cdot \sec\alpha \tag{4.177 a}$$

Sau, înlocuind $\sec^2\alpha = 1 + \operatorname{tg}^2\alpha$, rezultă

$$\left.\begin{aligned} &\Delta E = \Delta Q + (\Delta G + \Delta T)\operatorname{tg}\alpha - \tau_e \Delta x(1 + \operatorname{tg}^2\alpha) \\ &\text{sau:} \\ &\Delta E = \Delta Q + (p + t)\Delta x \operatorname{tg}\alpha - \tau_e \Delta x(1 + \operatorname{tg}^2\alpha). \end{aligned}\right\} \tag{4.177 b}$$

Rezultă că o analiză de stabilitate completă (și corectă) presupune satisfacerea simultană a următoarelor șase ecuații:

$$\tau_f = \tau_e F_s = c + (\sigma - u)\operatorname{tg}\varphi; \tag{4.178}$$

$$\sigma = p + t - \tau_e \operatorname{tg}\alpha; \tag{4.179}$$

$$\Delta E = \Delta Q + (p + l)\Delta x \cdot \operatorname{tg}\alpha - \tau_e \Delta x(1 + \operatorname{tg}^2\alpha); \tag{4.180}$$

$$\sum_a^b \Delta E_i = E_b - E_a; \tag{4.181}$$

$$T = -E \cdot \operatorname{tg}\alpha_t + h_t \frac{\Delta E}{\Delta x} - z\frac{\Delta Q}{\Delta x}; \tag{4.182}$$

$$\sum_a^b \Delta T_i = T_b - T_a; \tag{4.183}$$

Echilibrul momentelor totale este inclus în ecuațiile de mai sus.

4.1.5.4. Formule de lucru pentru analiza stabilității taluzelor

Prin satisfacerea simultană a ecuațiilor deduse anterior, se poate obține valoarea coeficientului de siguranță precum și mărimea forțelor care acționează în lungul suprafeței de alunecare și pe planele convenționale dintre fîșii.

În cazul unei forme oarecare a suprafeței de alunecare, toate ecuațiile de echilibru trebuie satisfăcute simultan și, teoretic, este indiferent cu care din ele se începe rezolvarea. Practic, este bine să se înceapă cu ecuația cu cea mai mare pondere în stabilirea echilibrului, și anume, cu cea obținută prin combinarea condițiilor de echilibru orizontal și vertical al fiecărei fîșii (ec. 4.180):

$$\Delta E = \Delta Q + (p + l)\Delta x \cdot \operatorname{tg}\alpha - \tau_e \cdot \Delta x(1 + \operatorname{tg}^2\alpha).$$

Se fac următoarele înlocuiri:

$$B = \Delta Q + (p + l)\Delta x \cdot \operatorname{tg}\alpha: \tag{4.184}$$

$$A = \tau_f \Delta x(1 + \operatorname{tg}^2\alpha); \tag{4.185}$$

sau $\frac{A}{F_s} = \tau_e \cdot \Delta x(1 + \operatorname{tg}^2\alpha)$, deoarece $\tau_e = \frac{\tau_f}{F_s}$.

Ec. (4.180) poate fi scrisă acum sub forma:

$$\left.\begin{aligned} &\Delta E = B - \frac{A}{F_s}. \\ &\text{sau:} \\ &\sum_a^b \Delta E_i = \sum_a^b \left(B_i - \frac{A_i}{F_s}\right). \end{aligned}\right\} \tag{4.186}$$

Introducînd pe ΔE conform (4.186) în (4.181) se obține

$$\sum_a^b \left(B_i - \frac{A_i}{F_s}\right) = E_b - E_a.$$

BCU IAȘI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Admiţînd că valoarea coeficientului de siguranţă este constantă în lungul suprafeţei de alunecare, ecuaţia de mai sus poate fi rezolvată în raport cu F_s;

$$F_s = \frac{\sum_a^b A_t}{\sum_a^b B_t + E_a - E_b}; \tag{4.187}$$

În cazul analizelor în care se folosesc eforturile totale ($\varphi = 0$), valoarea rezistenţei la forfecare ($\tau_f = c_n$) este cunoscută. În consecinţă, ec. (4.187) este explicită în raport cu F_s. Singura necunoscută este t care poate fi dedusă direct din (4.182).

În cazul analizelor în care se folosesc eforturile efective trebuie găsită o formă convenabilă pentru exprimarea rezistenţei la forfecare (care este funcţie de σ, variabil de la o fîşie la alta). Înlocuind (4.179) în (4.180) se obţine

$$\tau_f = c + (p + t - u - \tau_e \operatorname{tg}\alpha)\operatorname{tg}\varphi,$$

şi, deoarece, $\tau_e = \frac{\tau_f}{F_s}$, se găseşte:

$$\tau_f = \frac{c + (p + t - u)\operatorname{tg}\varphi}{1 + \frac{1}{F_s}\operatorname{tg}\alpha \cdot \operatorname{tg}\varphi}. \tag{4.188}$$

Introducînd (4.188) în (4.185), se obţine expresia generală a parametrului convenţional A:

$$A = \frac{[c + (p + t - u)\operatorname{tg}\varphi]\Delta x}{\left(1 + \frac{1}{F_s}\operatorname{tg}\alpha \cdot \operatorname{tg}\varphi\right)(1 + \operatorname{tg}^2\alpha)}, \tag{4.189a}$$

sau

$$A = \frac{A'}{n_\alpha}$$

în care:

$$A' = [c + (p + t - u)\operatorname{tg}\varphi]\Delta x; \tag{4.190}$$

$$n_\alpha = \frac{1 + \frac{1}{F_s}\operatorname{tg}\alpha \cdot \operatorname{tg}\varphi}{1 + \operatorname{tg}^2\alpha}. \tag{4.191}$$

Deoarece n_α îl conţine pe F_s, se deduce că şi A îl conţine pe F_s şi, ca urmare, ec. (4.187) este implicită în raport cu F_s (exceptînd cazul cînd $\varphi = 0$) Din punct de vedere practic, această formă de exprimare implicită a coeficientului de siguranţă prezintă complicaţii uşor de depăşit. Parametrul n_α este exprimat grafic în funcţie de $\operatorname{tg}\alpha$ şi $\operatorname{tg}\varphi/F_s$ în fig. 4.76 [27].

Efortul de forfecare (rezistenţa la forfecare solicitată în situaţia de echilibru limită) este $\tau_e = \tau_f/F_s$.

Înlocuind pe τ_f dedus din ec. (4.185) se obţine

$$\tau_e = \frac{A}{F_s(1 + \operatorname{tg}^2\alpha)\Delta x}$$

BCU / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

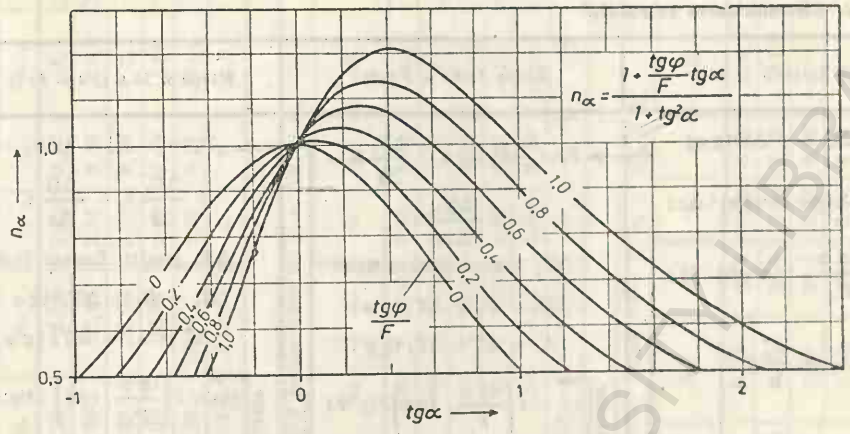


Fig. 4.76. Graficul pentru determinarea lui n [27].

și substituind pe A conform (4.189a) rezultă

$$\tau_f = \frac{c_e + (p + t - u)\,\mathrm{tg}\,\varphi_e}{1 + \mathrm{tg}\,\alpha \cdot \mathrm{tg}\,\varphi_e} \qquad (4.192)$$

în care $c_e = c/F_s$ și $\mathrm{tg}\,\varphi_e = \mathrm{tg}\,\varphi/F_s$; c_e și φ_e sînt coeziunea și unghiul de frecare interioară solicitate (mobilizate) în situația de echilibru limită ; c și φ sînt coeziunea și unghiul de frecare disponibile.

Relațiile de mai sus împreună cu (4.179) și (4.182) reprezintă întregul set de condiții necesare unei analize complete a stabilității taluzelor.

4.1.5.5. Explicarea procedeului (iterativ) de rezolvare numerică

După tasarea suprafeței de alunecare, masa de deasupra acesteia este împărțită în fîșii convenționale. Se cunosc valorile următorilor parametri, pentru fiecare fîșie : $\mathrm{tg}\,\alpha$, unghiul mediu de înclinare al bazei fiecărei fîșii (față de orizontală) ; Δx — lățimea fîșiei de orizontală (m) ; $p = \gamma_a \cdot z + q$ — greutatea totală pe unitatea de lățime (t/m²) ; u — presiunea medie din pori pe suprafața de alunecare (t/m²) ; c — coeziunea disponibilă (t/m²) ; φ — unghiul de frecare interioară disponibil ; ΔQ — componenta orizontală a forțelor de la suprafața terenului (l).

Se începe lucrul considerînd $t = 0$ și F_s cunoscut (cînd este posibil, se recomandă folosirea factorului de siguranță obținut prin metoda Fellenius sau Bishop). Acum, toate formulele de lucru sînt exprimate în funcție de parametrii cunoscuți. Formulele de lucru necesare pentru rezolvarea acestei prime etape și a următoarelor sînt prezentate (sistematizate) în tabelul 4.4.

În tabelul 4.4, b se prezintă desfășurarea calculului pentru exemplul din aplicațiile : 4.1.2.3, c ; 4.1.4.8, c și 5.4.8, c.

Admițînd $t = 0$, se deduc valorile inițiale pentru F_0, τ_0, σ_0 și E_0. Se reține că τ_e și σ sînt aplicate în punctele mediane ale fîșiilor, iar E și T pe planele verticale dintre fîșii. Dacă se lucrează în regim clasic, folosind

Tabelul 4.4. **Sistematizarea calculului**

Etapa inițială ($t = 0$)	Etapa I ($Fs = FSs0$)	Etapa a II-a ($Fs = Fs1$)
$B_0 = \Delta Q + p \cdot \Delta x \cdot \operatorname{tg}\alpha$;	$T_1 = -E_0 \operatorname{tg}\alpha_t + \frac{\Delta E_0}{\Delta x} h_t - \frac{\Delta Q}{\Delta x} z$;	$T_n = -E_n + \operatorname{tg}\alpha_t + \frac{\Delta E_n}{\Delta x} h_t - \frac{\Delta Q}{\Delta x} z_1$;
$A = [c + (p-n) \cdot \operatorname{tg}\alpha] \cdot \Delta x$;	ΔT_1 pentru fiecare fișic;	ΔT_n pentru fiecare fișic;
ciclu iterativ interior: $n_{\alpha 0} = f\frac{\operatorname{tg}\varphi}{F_s}$, $\operatorname{tg}\alpha$ – fig. 74;	$B_1 = B_0 + \Delta T_1 \operatorname{tg}\alpha$;	$B_n = B_0 + \Delta T_n \cdot \operatorname{tg}\alpha$;
$A_0 = \frac{A_0''}{n}$;	$A_1' = A_0' + \Delta T_1 \operatorname{tg}\varphi$;	$A_n' = A_0' + \Delta T_n \operatorname{tg}\varphi$
$F_{s0} = \frac{\Sigma A_0}{\sum_a^b B_0 + E_a - E_b}$	ciclu iterativ interior: $n_{\alpha 1} = f\left(\frac{\operatorname{tg}\varphi}{F_s}, \operatorname{tg}\alpha\right)$ – fig. 74	ciclu iterativ interior: $n_{\alpha n} = f\left(\frac{\operatorname{tg}\varphi}{F_s}, \operatorname{tg}\alpha\right)$ – fig. 74
	$A_1 = \frac{A_1'}{n_{\alpha 1}}$;	$A_n = \frac{A_n'}{n_{\alpha n}}$;
	$F_{s1} = \frac{\Sigma A_1}{\sum_a^b B_1 + E_a - E_b}$;	$F_{sn} = \frac{\Sigma A_n}{\sum_a^b B_n + E_a - E_b}$;
$\tau_{e0} = \frac{A_0}{F_{s0}\Delta x(1 + \operatorname{tg}^2\alpha)}$	$\tau_{e1} = \frac{A_1}{F_{s1}\Delta x(1 + \operatorname{tg}^2\alpha)}$;	$\tau_{en} = \frac{A_n}{F_{sn} \cdot \Delta x(1 + \operatorname{tg}^2\alpha)}$;
$\sigma_0 = p - \tau_{e0} \operatorname{tg}\alpha$;	$\sigma_1 = p + l_1 - \tau_{e1} \operatorname{tg}\alpha$;	$\sigma_n = p + l_1 - \tau_{en} \cdot \operatorname{tg}\alpha$;
$\Delta W_0 = B_0 - \frac{A_0}{F_{s0}}$;	$\Delta E_1 = B_1 - \frac{A_1}{F_{s1}}$;	$\Delta E_n = B_n - \frac{A_n}{F_{sn}}$;
$E_0 = E_a + \sum_a^x \Delta E_0$;	$E_1 = E_a + \sum_a^x \Delta E_n$;	$E_n = E_a + \sum_a^b \Delta E_n$;

ciclu iterativ exterior

un calculator electronic de birou, atunci n_α se deduce din figura 4.76 și, pentru simplificare, se renunță la ciclul iterativ interior (v. tabelul 4.4). Se trece la selecționarea liniei pe care sînt aplicate forțele de interacțiune (vezi precizările din subcapitolul următor). În continuare se determină grafic, pentru fiecare fișie, h_t și α_t.

Cunoscînd E_0 și poziția „liniei de interacțiune" se obține, într-o primă aproximație, valoarea lui T_1. În calculul raportului $\Delta E/\Delta x$ din expresia lui T_i se face următoarea aproximare:

$$\frac{\Delta E}{\Delta x} \approx \frac{\Delta E_{i-1} + \Delta E_i}{\Delta x_{i-1} + \Delta x_i}.$$

Din distribuția lui T_1 se obține ΔT_1 pentru fiecare fîșie. Introducînd ΔT_1 în formulele de lucru, se obține un nou set de valori F_s, τ_e, σ și E_1. Calcularea valorilor F_1 și E_1 face posibilă determinarea unui nou set de valori F_2, τ_1, σ_1 și E_2, și așa mai departe. În majoritatea cazurilor, convergența este rapidă încît una–două încercări (excluzînd etapa $t = 0$) sînt suficiente pentru rezolvarea problemelor practice.

Tabelul 4.4, b

Etapa inițială

Nr. fișie	Date cunoscute: tgα	Δx	p	u	c	tgφ	ΔQ	Calculul parametrilor F_0, τ_0, σ_0, ΔE_0 și E_0: B_0	A'_0	n_{α_0}	A_0	τ_0	σ_0	ΔE_0	E_0
1	1,07	5,57	6,00	2,40	1,0	0,674	0	35,76	19,08	0,72	*6,50	1,62	4,27	16,4	0,0
2	0,53	6,57	10,00	4,00	1,0	0,674	0	34,82	33,14	0,99	33,47	2,91	8,46	10,3	16,4
3	0,32	6,57	10,00	4,00	1,0	0,674	0	21,02	33,14	1,05	31,56	3,19	8,97	− 2,1	26,7
4	0,13	6,57	8,00	3,20	1,0	0,674	0	6,83	27,83	1,04	26,76	2,93	7,62	−12,8	24,6
5	−0,04	6,57	3,14	1,26	1,0	0,674	0	−0,83	14,89	0,99	15,04	1,67	3,21	−11,8	11,8
	$F_0 = 133,33:97,60 = 1,366$						Σ	*97,60*	(128)	(F_0∼1,4)	*133,33*	—	Σ	0,0	0,0

Etapa 1

Nr. fișie	Calculul lui T_1: E_0	$\frac{dE_0}{dx}$	tgα$_t$	h_t	T_1	ΔT$_1$	t_1	Calculul parametrilor F_1 τ_1 σ_1 ΔE_1 și E_1: B_1	A'_1	n_{α_1}	A_1	τ_1	σ_1	ΔE_1	E_1
1	0,0	—	—	0,0	0,00	−6,87	−1,23	28,4	14,4	0,70	20,6	1,15	3,54	14,7	0,0
2	16,4	2,20	0,62	1,5	−6,87	−2,82	−0,43	33,3	31,2	0,95	32,8	2,59	8,20	11,5	14,7
3	26,7	0,62	0,40	1,6	−9,69	+1,13	+0,17	21,4	33,9	1,03	32,9	3,03	9,20	− 0,5	26,2
4	24,6	−1,13	0,27	1,7	−8,56	+4,26	+0,65	7,4	30,7	1,02	30,1	2,99	8,26	−12,6	25,7
5	11,8	−1,87	0,19	1,1	−4,30	+4,30	+0,65	− 1,0	17,8	0,98	18,2	1,84	3,72	−13,1	13,1
	0,0	—	—	0,0	0,00										0,0
	$F_1 = 134,6:89,5 = 1,504$				Σ	0,00	−Σ	*89,5*	(128)	(F_1∼1,5)	*134,6*	—	Σ	0,0	

Etapa 2ª

Nr. fișie	Calculul lui T_2: E_1	$\frac{dE_1}{dx}$	tgα$_t$	h_t	T_2	ΔT$_2$	t_2	Calculul parametrilor F_2 τ_2 σ_2 ΔE_2 și E_2: B_2	A'_2	n_{α_2}	A_2	τ_2	σ_2	ΔE_2	E_2
1	1,0	—	—	0,0	0,00	−6,96	−1,25	28,3	14.4	0,70	20,6	1,15	3,52	14,6	0,0
2	14,7	2,15	0,62	1,5	−6,96	−2,06	−0,31	33,7	31,8	0,95	33,5	2,64	8,35	11,5	14,6
3	26,2	0,88	0,40	1,6	−9,02	+0,38	+0,06	21,1	1,03	1,03	32,4	2,88	9,14	− 0,4	26,1
4	25,7	1,00	−0,27	1,7	−8,64	+3,99	+0,61	7,3	30,5	1,02ş	29,9	2,98	8,27	−12,5	25,7
5	13,1	−1,96	−0,19	1,1	−4,65	+4,65	+0,71	− 1,0	18,0	0,98	18,4	1,85	3,92	−13,2	13,2
	0,0	—	—	0,0	0,00										0,0
	$F_2 = 134,8:89,4 = 1\,508$				Σ	0,00	Σ	*89,4*	(128)	(F∼1,5)	*134,8*	—	Σ	0,0	

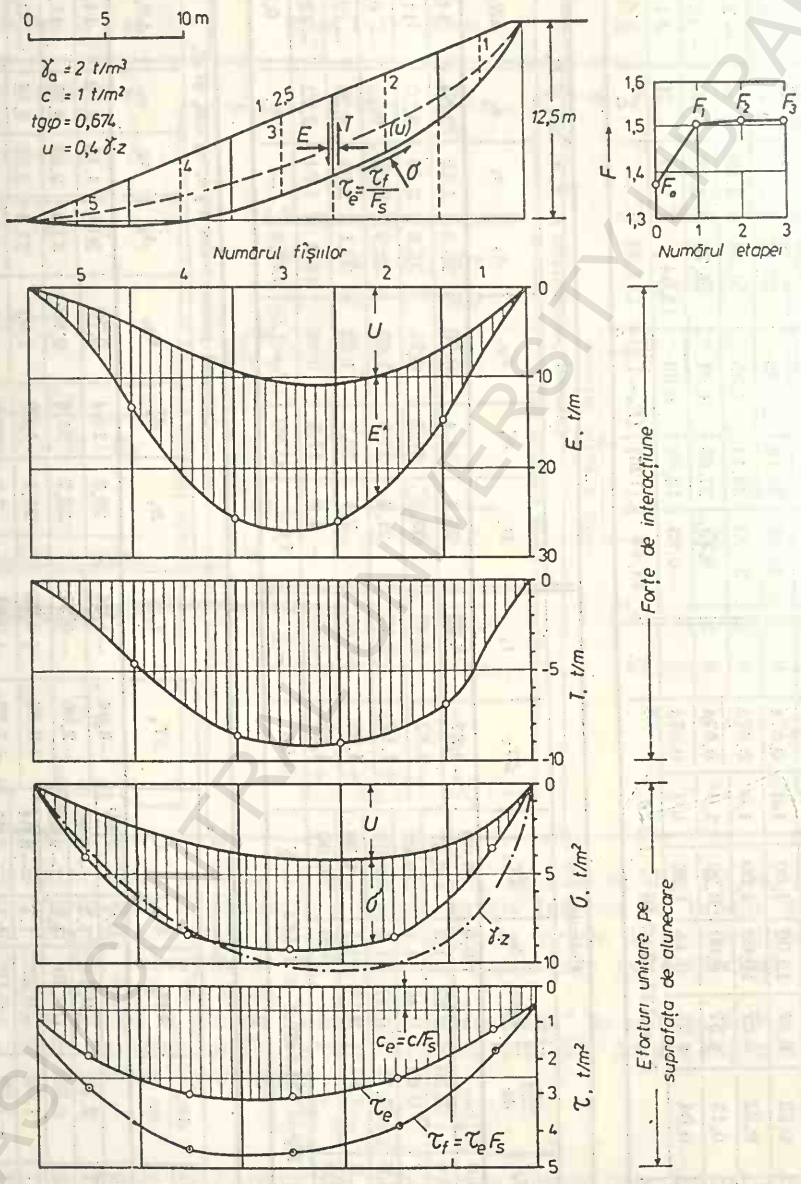


Fig. 4.77. Coeficientul de siguranţă, forţele de interacţiune dintre fişii şi eforturile unitare în lungul unei suprafeţe de alunecare necircular.

BCU IAŞI CENTRU UNIVERSITY LIBRARY

4.1.5.6. Rezultate obținute prin folosirea calculatorului electronic

În situațiile cînd se impun analize numerice complexe, în particular pentru deducerea unor concluzii teoretice de ordin general, precum și pentru cazurile practice mai complicate, dat fiind volumul mare de calcule, este avantajoasă folosirea calculatoarelor electronice. Concluziile de ordin general, importante din punct de vedere teoretic și practic, prezentate în continuare, s-au obținut prin folosirea programului GPS-STUDENT, care este o variantă simplificată a programului GPS întocmit de Mate Öner, 1974 [33]. Datele introduse sînt: tg α, p, u, c, tg φ, Q, tg α_i și h_i. Principial, procedeul (iterativ) de conducere a calculului este identic cu cel prezentat în subcapitolul anterior. Datele finale rezultate (imprimate de computer) sînt F_0 și F_i (valori medii pentru întreaga suprafață de alunecare), T_i și E_i pentru fiecare limită convențională dintre fișii și τ_i și σ_i în punctul median al bazei fiecărei fișii.

Numărul de etape (cicluri iterative exterioare) necesare este determinat de complexitatea situației studiate și de acuratețea impusă analizei. Pentru exemplul prezentat în fig. 4.77 a rezultat că, după etapa 1-a, diferența înregistrată pentru F_s nu depășește 0,004. Corespunzător acestui grad de acurateţe pentru exemplul prezentat, computerul a fost oprit după trei etape (cicluri iterative exterioare), excepțînd etapa inițială.

Convergența rapidă a procesului de rezolvare este ilustrată în fig. 4.78, din care rezultă că F_s, E, T, σ și τ_e sînt stabilizate după prima etapă (ciclu iterativ exterior).

Taluzul prezentat în fig. 4.77 a fost analizat complex, cu ajutorul computerului, pentru a deduce influența poziției liniei de aplicare a forțelor de interacțiune, influența numărului de fișii și influența localizării și formei suprafeței de alunecare. Rezultatele obținute au permis deducerea următoarelor observații:

— Erorile asociate valorilor factorului de siguranță sînt neglijabile din punct de vedere practic pentru $h_i = (0{,}1 \ldots 0{,}7)z$. Distribuția eforturilor este afectată de fluctuațiile largi ale valorilor lui h_i. Folosind pentru h_i valori cuprinse între $0{,}3z$ și $0{,}4z$ se obțin rezultate corecte pentru majoritatea situațiilor practice.

— Numărul de fișii convenționale folosite nu are o importanță deosebită. Pentru scopuri practice, în cele mai multe cazuri, 6—9 fișii sînt suficiente.

— Localizarea și forma suprafeței de alunecare are, desigur, o importanță deosebită. În același timp, s-a demonstrat că pentru taluze constituite din depozite relativ omogene există o zonă destul de largă în care factorul de siguranță are variații foarte mici.

În fig. 4.79 sînt prezentate 5 din cele 30 de suprafețe încercate. Coeficientul de siguranță obținut (F_s) și valoarea inițială a acestuia F_0) sînt prezentați în funcție de „indicele de curbură" (d/L). Graficul din fig. 4.79 indică că F_0 și F_s au valori minime — în funcție de raportul d/L — care nu sînt foarte bine precizate; valoarea minimă a lui F_0 se obține pentru o adîncime mai mare a suprafeței de alunecare (concluzie logică dacă se reține că F_0 este calculat admițîndu-se că $T = 0$).

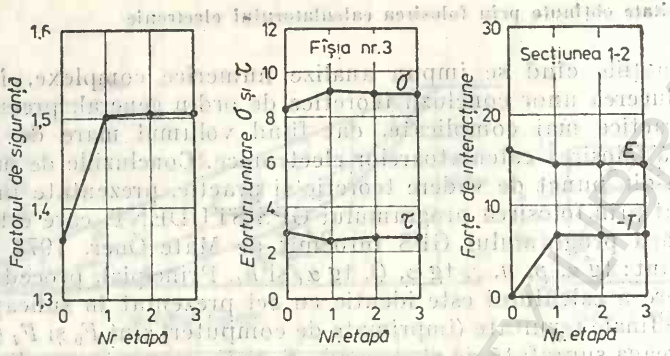


Fig. 4.78. Exemplificarea convergenței rapide în procesul iterativ de rezolvare numerică

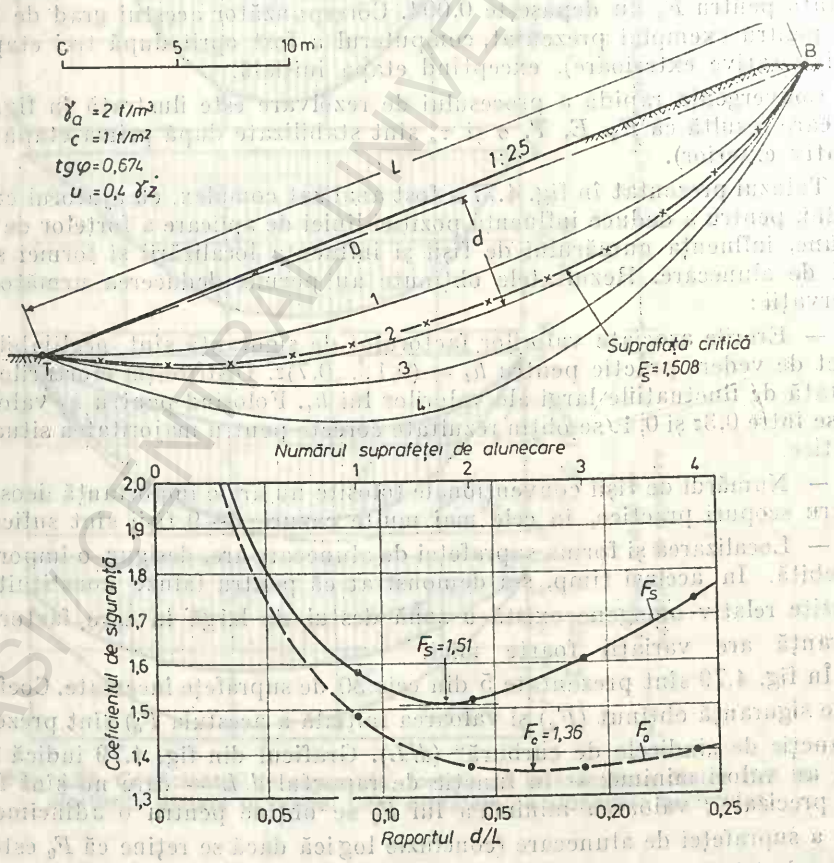


Fig. 4.79. Compararea suprafețelor de alunecare (necirculare) cu diferite curburi pentru exemplul discutat în aplicația 4.1.4.8 c.

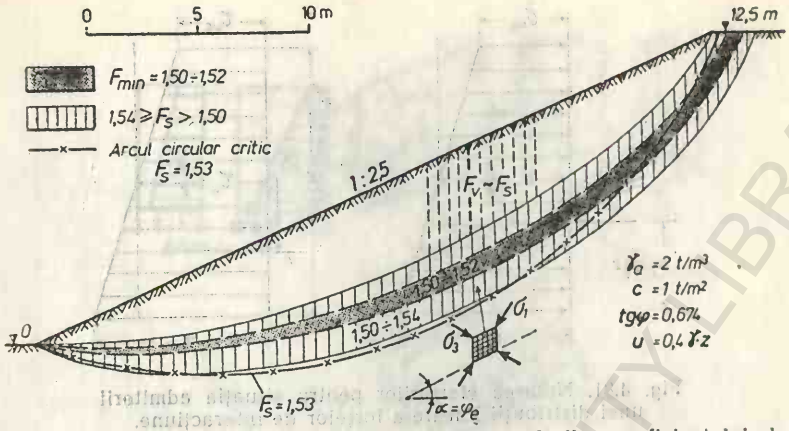


Fig. 4.80. Rezultate obținute prin compararea valorilor coeficientului de siguranță pentru 30 de suprafețe de alunecare necirculare.

Fig. 4.80 sintetizează rezultatele finale ale analizei asupra formei și localizării suprafeței critice de alunecare. Se reţin următoarele concluzii:

— Pentru taluze constituite din depozite relativ omogene, suprafaţa critică de alunecare nu este foarte bine individualizată; poate fi definită o zonă de minim a lui F_s. Adevărata suprafaţă critică — în cadrul zonei stabilite — este greu de precizat, datorită slabei convergenţe a valorilor lui F_s.

— Suprafaţa critică de alunecare nu este circulară şi nu are aceeaşi adîncime cu arcul circular critic (concluzie în perfectă concordanţă cu observaţiile practice). În interiorul zonei critice se obţine un coeficient de siguranţă cu cel puţin 3—4% mai mic faţă de valoarea corespunzătoare arcului circular critic.

— Există şi o „zonă verticală critică" pentru care coeficientul de siguranţă în raport cu forfecarea în lungul unei suprafeţe verticale (F_v) este aproximativ egal cu F_s. Localizarea acestei zone (verticale) critice este determinată, aproximativ, de condiţia $\alpha = \varphi_e$; această condiţie conduce la o corectă localizare a „rombului elementar" corespunzător *stării de echilibru plastic nominal* [27] în raport cu suprafaţa de alunecare.

4.1.5.7. Distribuţia eforturilor

Distribuţia eforturilor în lungul suprafeţei de alunecare selectată constituie o parte a soluţiei. În exemplul discutat anterior (vezi fig. 4.77), au fost considerate numai rezultantele E şi T ale forţelor de interacţiune dintre fîşii. O analiză mai detaliată presupune determinarea distribuţiei (medii) a eforturilor şi a coeficientului de siguranţă (F_c) pe planele verticale (convenţionale) dintre fîşii.

Valoarea medie a efortului de interacţiune orizontal total (σ_h) este, prin definiţie,

$$\sigma_h = \frac{E}{z}. \qquad (4.193$$

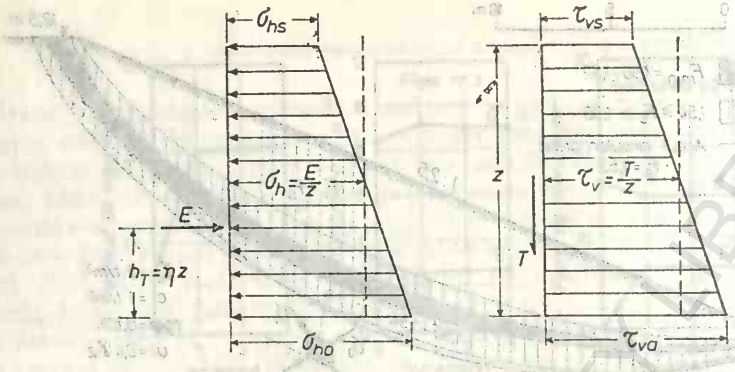


Fig. 4.81. Notarea eforturilor pentru situaţia admiterii unei distribuţii lineare a forţelor de interacţiune.

Dacă, pentru simplificare, se admite o distribuţie liniară a lui σ_h pe planele verticale de separare, se poate determina valoarea efortului de interacţiune total orizontal la suprafaţa terenului (σ_{hs}) şi la nivelul suprafeţei de alunecare (σ_{ha}), cunoscîndu-se valoarea şi poziţia rezultantei E (fig. 4.81).

Din echilibrul orizontal şi al momentelor rezultă ecuaţiile

$$E = z\sigma_h = \frac{1}{2}(\sigma_{hs} + \sigma_{ha})z\,;$$

$$E \cdot h_t = \eta \cdot z^2 \cdot \sigma_h = \frac{1}{2}\sigma_{hs} \cdot z^2 + \frac{1}{6}(\sigma_{ha} - \sigma_{hs}) \cdot z^2,$$

prin rezolvarea cărora se obţine

$$\sigma_{hs} = (6\eta - 2)\sigma_h\,; \tag{4.194}$$

$$\sigma_{ha} = (4 - 6\eta)\sigma_h\,;$$

Ec. (4.193), (4.194) şi (4.195) permit determinarea distribuţiei eforturilor orizontale totale (de interacţiune) pe planele verticale. Pe baza distribuţiei — cunoscută sau asumată — a presiunii din pori, se poate calcula $E' = E - U_h$ şi $\sigma'_h = \sigma'_h - u_h$ (fig. 4.77 şi 4.83).

Rezistenţa la forfecare verticală este

$$\tau_{vf} = \frac{T_f}{z}.$$

Pentru un teren omogen, echilibrul critic pe planele verticale este exprimat de ecuaţiile

$$T_f = cz + E' \operatorname{tg} \varphi\,; \tag{4.196}$$

$$\tau_{vf} = c + \sigma'_h \cdot \operatorname{tg} \varphi. \tag{4.197}$$

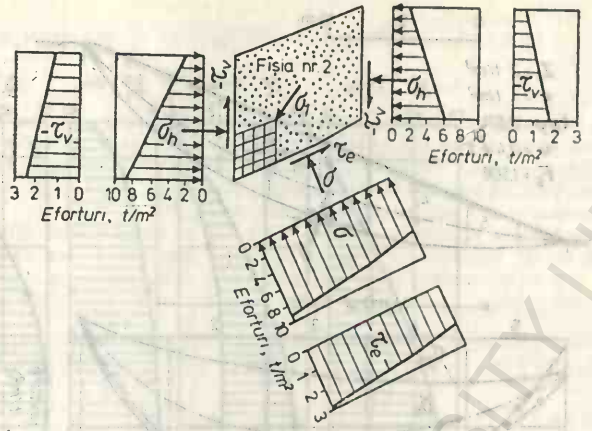


Fig. 4.82. Distribuția eforturilor pe conturul fișiei 2 din aplicația 4.1.4.8-c (vezi fig. 4.75).

Acum se poate calcula coeficientul de siguranță în raport cu rezistența la forfecare în lungul oricărui plan vertical:

$$F_v = \frac{T_f}{T} = \frac{\tau_{vf}}{\tau_v}. \tag{4.198}$$

În soluțiile corecte, $F_v \geqslant F_s$; $F_v = F_s$ numai pentru cazul cînd $\alpha \approx \varphi_e$ (fig. 4.80 și 4.83).

Valoarea medie a efortului de forfecare vertical este, prin definiție

$$\tau_v = \frac{T}{z}. \tag{4.199}$$

Considerînd F_v constant pe întreaga lățime a unei fîșii, se poate obține valoarea efortului de forfecare imediat sub suprafața terenului și deasupra suprafeței de alunecare, folosind ecuațiile:

$$\tau_{vs} = \frac{c}{F_v} + \sigma'_{hs}\frac{\operatorname{tg}\varphi}{F_v}; \tag{4.200}$$

$$\tau_{va} = \frac{c}{F_v} + \sigma'_{ha}\frac{\operatorname{tg}\varphi}{F_v}; \tag{4.201}$$

Aplicăm relațiile de mai sus la exemplul numeric analizat anterior. Eforturile unitare și repartiția acestora sînt reprezentate grafic în fig. 4.83. Starea corectă a eforturilor, la ambele capete ale suprafeței de alunecare, a fost precizată prin folosirea cercului Mohr. Tot în fig. 4.83 se prezintă variația lui F_v în masa taluzului; se constată că, exceptînd mijlocul fîșiei 2 — unde $F_v = F_s = 1{,}5$ (fig. 4.80), în toate celelalte cazuri $F_v > F_s$.

Ilustrarea distribuției eforturilor totale în lungul suprafeței de alunecare și pe planele verticale care delimitează fișia 2, se face separat în fig. 4.82, în concordanță cu datele prezentate în fig. 4.83.

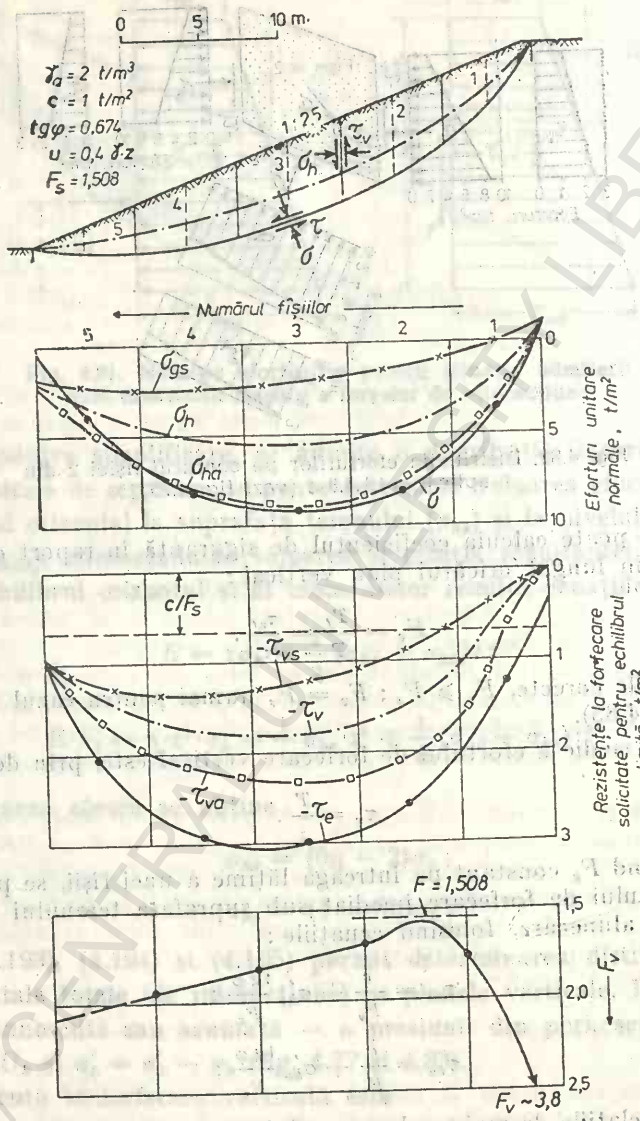


Fig. 4.83. Forţele de interacţiune şi eforturile unitare pe suprafaţa de alunecare.

4.1.5.8. Exemple numerice

Aplicabilitatea procedeului prezentat va fi ilustrată prin reluarea cîtorva exemple numerice din cele analizate în subcapitolele anterioare.

BCU IAŞI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

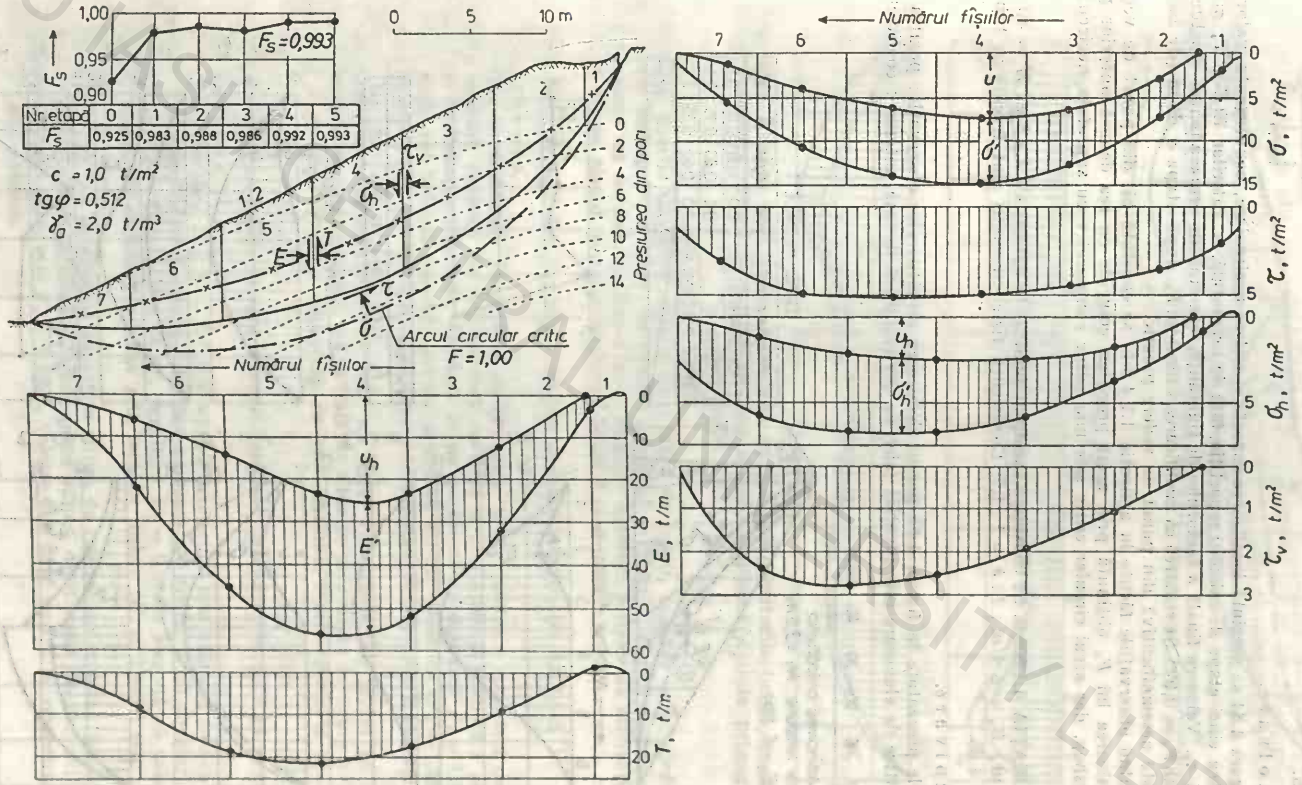


Fig. 4.84. Reexaminarea alunecării Lodalen. Analiza eforturilor efective, suprafața de alunecare necirculară. Datele primare sînt luate după R. A. Sevaldson, 1956 [38].

APLICAȚIA 4.1.5.8-a. Se consideră exemplul analizat în aplicațiile 4.1.2.3-b, 4.1.3.2-e și 4.1.4.8-b.

Rezolvare.

În figura 4.84 se prezintă localizarea suprafeței critice necirculare, convergența valorilor lui F_s pentru cinci etape de calcul și repartiția, față de orizontală, a valorilor $E(E')$, T, $\sigma(\sigma')$, τ, $\sigma_h(\sigma'_h)$ și τ_e. Valoarea finală a factorului de siguranță, rezultat în urma analizei eforturilor efective, este $F_s = 0{,}993$. Se remarcă că modificarea valorii lui F_s după etapa a doua (de calcul iterativ) este nesemnificativă din punct de vedere practic.

Reținînd observațiile făcute la aplicația 4.1.4.8-b, se constată că, din punct de vedere practic, valoarea lui F_s obținută prin acest procedeu coincide cu cea dedusă anterior prin metoda Bishop, dar arcul circular critic este mai adînc comparativ cu suprafața necirculară critică.

APLICAȚIA 4.1.5.8-b. Se consideră exemplul analizat în aplicația 4.1.4.8-g; $H = 40$ m; $H_T = 3{,}5$ m; $E_a = 6$ t/m; $l : b = 1 : 1{,}7$. Coeficienții fizico-mecanici sînt trecuți în tabelul din figura 4.85.

Rezolvare.

Datele prezentate în figura 4.85 permit deducerea următoarelor observații: poziția suprafeței critice de alunecare este identică (aici) cu cea cilindrică dedusă anterior; coeficientul

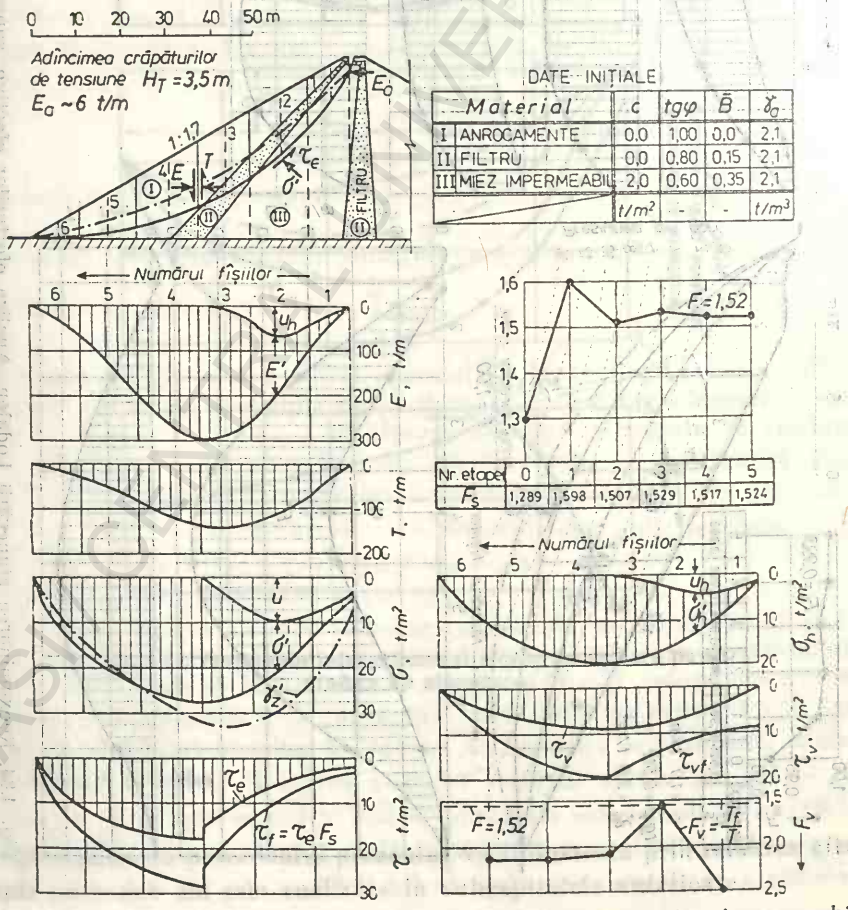


Fig. 4.85. Analiza stabilității unui baraj din anrocamente cu miez impermeabil.

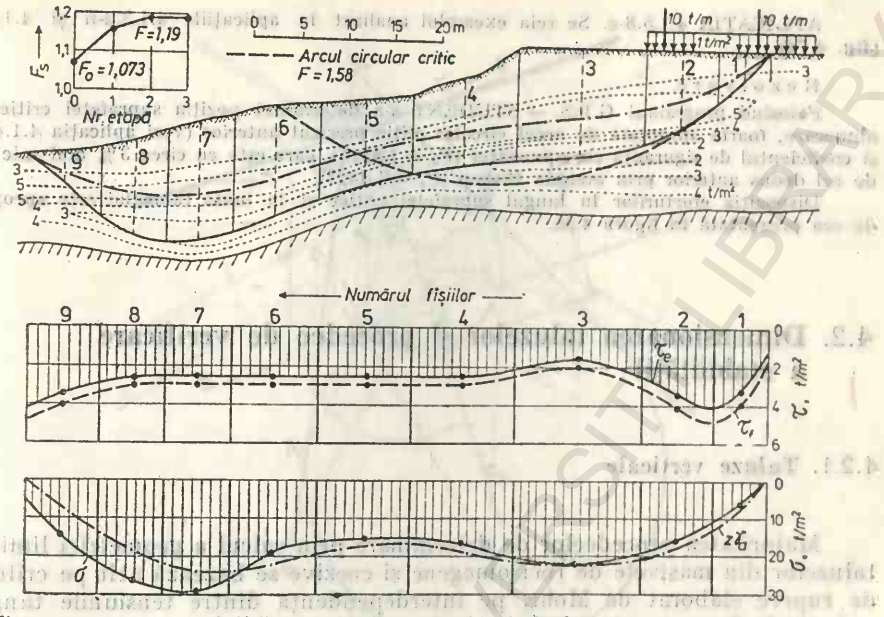


Fig. 4.86. Analiza stabilității unui taluz, considerînd eforturile totale, în situația cînd suprafața critică de alunecare are o dublă curbură. Datele primare sînt luate după N.G.I.

de siguranță, practic stabilizat după a doua etapă de calcul, coincide cu cel dedus anterior prin metoda Bishop ($F_s = 1{,}52$); în treimea inferioară a taluzului efortul normal efectiv (σ') este mai mare ca sarcina geologică (γz), situație datorată forțelor de interacțiune dintre fișii; $F_\tau \approx F_s$ pe planul de separare dintre fișiile *2* și *3* unde $\alpha \approx \varphi_r$.

APLICAȚIA 4.1.5.8-c. Se reia exemplul analizat în aplicația 4.1.4.8-d.

Rezolvare.

Analiza de stabilitate în funcție de eforturile totale pentru o suprafață de alunecare cu dublă curbură (impusă de relieful rocii de bază și de dispoziția spațială a rezistențelor la forfecare nedrenate), fig. 4.86, conduce la un coeficient de siguranță $F_s = 1{,}19$ cu 25% mai mic decît cel obținut anterior pentru suprafața critică cilindrică ($F_s = 1{,}58$). Această diferență se datorește, în întregime, diferențelor de formă și localizare a suprafeței de alunecare.

Corectitudinea observațiilor de mai sus este confirmată de faptul că după adîncimea bazei taluzului cu încă circa 0,8 m (față de situația prezentată în figura 4.86), taluzul excavației a alunecat după o suprafață cu dublă curbură, foarte apropiată de cea dedusă anterior.

APLICAȚIA 4.1.5.8-d. Se reia exemplul analizat în aplicațiile 4.1.3.2-i și 4.1.4.8-e.

Rezolvare.

Folosind programul G.P.S. — STUDENT, s-a determinat mai întîi valoarea coeficientului de siguranță și distribuția eforturilor admițînd ca suprafață critică arcul circular determinat anterior prin metoda Bishop (fig. 4.72), rezultînd $F_s = 0{,}9930$. Rezultă că valoarea coeficientului de siguranță obținută anterior prin metoda Bishop ($F_s = 0{,}9535$) este cu 4% mai mică față de cea corectă.

În continuare, s-a determinat suprafața critică de rupere (necirculară), folosind tot calculul automat. Suprafața obținută este mai puțin adîncă decît arcul circular critic; factorul de siguranță corespunzător este $F_s = 0{,}9258$, valoare mai mică cu 7% și, respectiv, 3% decît valorile obținute anterior.

APLICAȚIA 4.1.5.8-e. Se reia exemplul analizat în aplicațiile 4.1.3.2-h și 4.1.4.8-f (fig. 4.74).

Rezolvare.

Folosind programul G.P.S. — STUDENT s-a determinat poziția suprafeței critice de alunecare, foarte apropiată de arcul circular critic precizat anterior (vezi aplicația 4.1.4.8-f) și coeficientul de siguranță corespunzător ($F_s = 1{,}4315$), care este cu circa 3% mai mic față de cel dedus anterior prin metoda Bishop ($F_s = 1{,}4823$).

Dispoziția eforturilor în lungul suprafeței critice și în masa taluzului este apropiată de cea prezentată în figura 4.85.

4.2. Dimensionarea taluzelor și procedee de verificare a stabilității

4.2.1. Taluze verticale

Majoritatea procedeelor de determinare prin calcul a geometriei limită a taluzelor din masivele de roci omogene și coezive se bazează atît pe criteriul de rupere elaborat de Mohr, pe interdependența dintre tensiunile tangențiale de forfecare și eforturile normale, cît și pe constatarea că rocile coezive nu sînt capabile să suporte o perioadă mai îndelungată solicitări de tracțiune.

Așa după cum s-a mai arătat, asupra oricărui punct care se găsește la o adîncime H în interiorul scoarței terestre nu acționează decît tensiunea „σ" provocată de greutatea coloanei de roci pe care o suportă, adică $\sigma = \gamma \cdot H$. Cînd suprafața masivului este înclinată față de orizontală cu un unghi α, tensiunea verticală care acționează într-un plan paralel cu aceasta, este $\sigma = \gamma \cdot H \cos \alpha$.

La adîncimea H din masivul cu dimensiuni infinite și aflat în condiții de echilibru limită, se presupune că există un plan paralel cu suprafața, reprezentat în figura 4.87 prin dreapta MN și avînd a treia dimensiune egală cu unitatea. Cum tensiunea verticală ce acționează pe această suprafață este cunoscută, prin punctul A de pe planul MN, se trasează cercul lui Mohr ce are ordonata centrului C_1 determinată de mărimea acestei tensiuni și este tangent în punctele D_1 și D cu dreptele înfășurătoare t_1 și t_2. Abscisa sistemului de coordonate $\tau - \sigma$ utilizat în acest scop, se suprapune, așa după cum se poate observa și din fig. 4.87, cu suprafața masivului.

Tangenta unghiului K_1O_1O, este egală cu mărimea coeficientului de frecare internă al rocii ce alcătuiește masivul, în timp ce segmentul de dreaptă OK_1 este egal cu coeziunea.

În sistemul de referință amintit, punctul B determină prin coordonatele sale mărimea tuturor tensiunilor normale „σ_n" și tangențiale „τ_n", care acționează pe suprafața MN.

$$\sigma_n = \gamma \cdot OA \cos \alpha = \gamma H \cos \alpha \tag{4.202}$$

$$\tau_n = \gamma \cdot OA \sin \alpha = \gamma H \sin \alpha \tag{4.203}$$

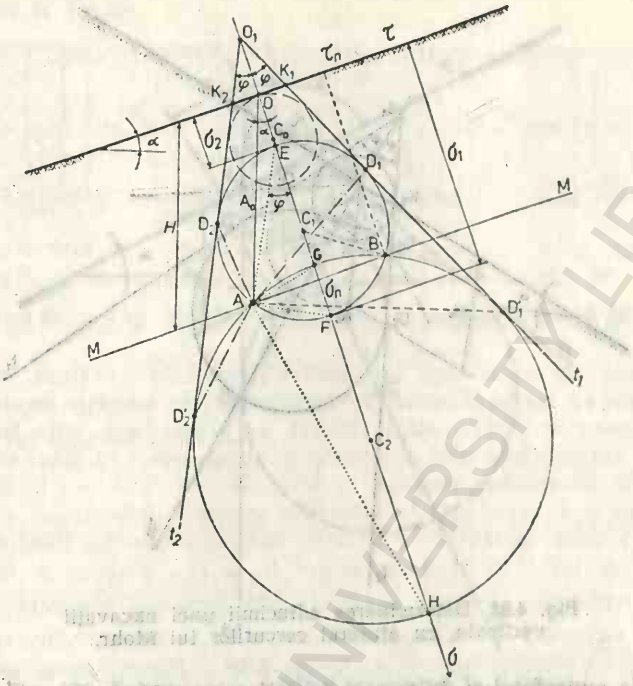


Fig. 4.87. Determinarea cu ajutorul cercurilor lui Mohr a tensiunilor normale și tangențiale care acționează în punctul A, situat în masiv la adîncimea H.

Prin punctul A însă, în afara circumferinței cercului C_1 ce reprezintă starea limită la tensiuni minime, poate trece și un al doilea cerc C_2 ce caracterizează starea limită de tensiune maximă.

Pentru că punctul A este totodată și polul circumferinței cercului lui Mohr, dreptele AE și AF determină direcțiile tensiunilor principale σ_1 și σ_2, pentru starea lor de tensiune limită minimă, în timp ce dreptele AG și AH determină direcțiile tensiunilor principale σ_1 și σ_2, pentru starea de tensiune limită maximă la adîncimea H din masivul cu dimensiuni infinite, delimitat de o suprafață înclinată față de orizontală cu un unghi α.

Direcția suprafețelor de rupere ce trec prin același punct A este dată de dreptele AD_1 și AD_2 pentru starea de tensiune limită minimă și de dreptele AD_1 și AD_2 pentru starea de tensiune limită maximă.

În cazurile în care punctul A se găsește la o adîncime astfel încît cercul lui Mohr, pe circumferința căruia se află acest punct, atinge nu numai cele două linii înfășurătoare, ci și linia care reprezintă în plan suprafața masivului, se dezvoltă aceleași stări de tensiune limită minimă și maximă, cu deosebirea că la starea de tensiune limită minimă la adîncimea H_0 compresiunea pe suprafața verticală caracterizată pe cercul lui Mohr, prin punctul O, este egală cu zero (fig. 4.88).

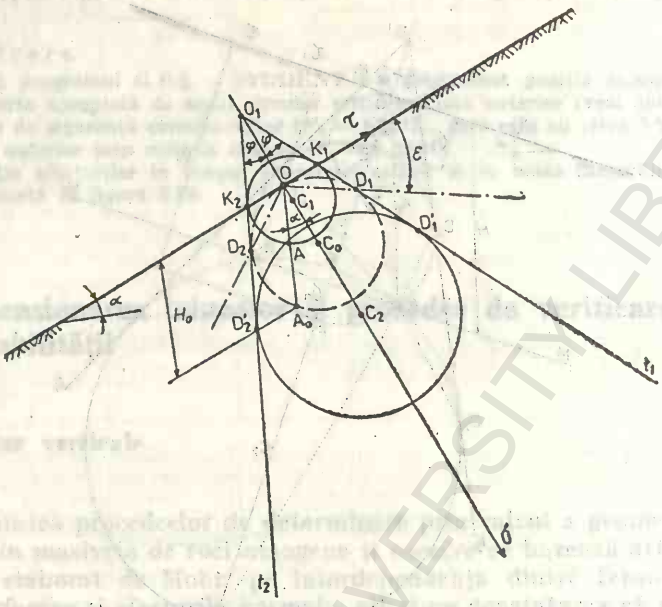


Fig. 4.88. Determinarea adîncimii unei excavații verticale, cu ajutorul cercurilor lui Mohr.

Direcțiile suprafețelor de rupere la adîncimea H_0 în starea de tensiune limită minimă, sînt date de dreptele A_0D_1 și A_0D_2, care formează cu verticala unghiul $\varepsilon = \pi/4 - \varphi/2$, în timp ce pentru starea de tensiune limită maximă sînt date de dreptele A_0D_1' și A_0D_2'.

Dar, punctul A se poate situa și deasupra punctului A_0 și atunci cercul lui Mohr (cu centrul în C_2) ce corespunde stării maxime de tensiune reprezintă efortul unitar de compresiune pentru orice punct situat deasupra acestuia (fig. 4.89).

Cînd punctul A este situat la suprafață, cercul lui Mohr, care caracterizează starea de tensiune limită maximă, se confundă cu cercul care are centrul în C_0, iar direcțiile suprafețelor de rupere pentru această poziție a punctului A sînt date de dreptele OD_1 și OD_2 ce formează cu linia suprafeței un unghi $\varepsilon = 45 - \varphi/2$.

La stările de tensiuni limită minime, pe suprafețele situate la adîncimi egale sau mai mici decît H_0 nu se cere prezența eforturilor unitare de compresiune pentru a asigura echilibrul. Ca atare, este posibil ca, fără să se ajungă la o deranjare a echilibrului rocilor în masiv, să se sape excavații cu pereții verticali pînă la această adîncime. Din acest motiv distanța $OA_0 = H_0$ se numește *adîncime critică* și se mai notează și cu H_{90}, adică adîncimea pînă la care o excavație în roci se menține la o înclinare de 90°.

Dacă se notează cu r raza cercului C_0, atunci

$$(r + c \operatorname{ctg} \varphi)\sin \varphi = r, \tag{4.204}$$

de unde rezultă că $r = \dfrac{c \operatorname{ctg} \varphi \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = \dfrac{c \cos \varphi}{1 - \sin \varphi}$; (4.205)

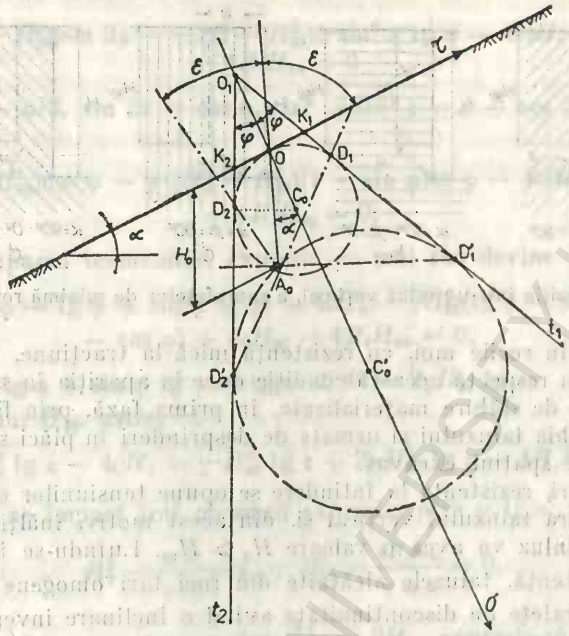


Fig. 4.89. Determinarea mărimii tensiunilor la suprafața pămîntului, cu ajutorul cercurilor lui Mohr.

cum însă $OA_0 = 2 \cdot r \cdot \cos \alpha = \gamma \cdot H_0 \cdot \cos \alpha$, atunci

$$H_0 = \frac{2r}{\gamma}, \tag{4.206}$$

Prin introducerea lui r în relația 4.206, se obține

$$H_0 = \frac{2c}{\gamma} \cdot \frac{\cos \varphi}{1 - \sin \varphi}, \tag{4.207}$$

care, după transformare, devine

$$H_0 = \frac{2c}{\gamma} \operatorname{tg}(\pi/4 + \varphi/2), \tag{4.208}$$

relație cunoscută și sub forma:

$$H_{90} = \frac{2c}{\gamma} \operatorname{tg}(45° + \varphi/2) \tag{4.209}$$

Pentru a rezista în timp, un taluz vertical trebuie să aibă o înălțime mai mică decît mărimea H_{90} calculată cu relația de mai sus și, pentru aceasta, coeziunea și tangenta unghiului de frecare interioară se împart la un coeficient de siguranță.

BCU IAȘI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

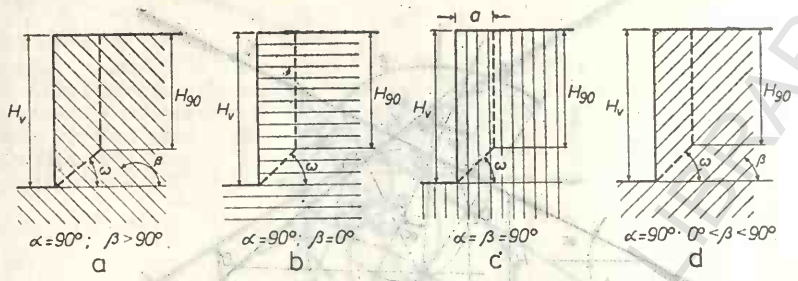


Fig. 4.90. Poziția într-un taluz vertical, a suprafețelor de minimă rezistență :

Realizarea în rocile moi, cu rezistență mică la tracțiune, a unor taluze verticale care nu respectă această condiție duce la apariția în spatele taluzului a unor zone de slăbire materializate, în prima fază, prin fisuri verticale paralele cu muchia taluzului și urmate de desprinderi în plăci sau coloane ce se prăbușesc în spațiul excavat.

În rocile tari, rezistența la întindere se opune tensiunilor de rupere care acționează asupra taluzului vertical și, din acest motiv, înălțimea critică a unui astfel de taluz va avea o valoare $H_v \geqslant H_{90}$. Luîndu-se în considerare și această rezistență, taluzele alcătuite din roci tari omogene sau din roci afectate de suprafețe de discontinuitate avînd o înclinare inversă, verticală, orizontală sau conformă dar cu un unghi $\beta < \varphi$ (fig. 4.90), se găsesc în echilibru limită atunci cînd este îndeplinită condiția

$$G \sin \omega = G \cos \omega \operatorname{tg} \varphi + cl + R_t H_{90} \cos \omega \qquad (4.210)$$

în care G = greutatea prismei $ABCD$ din fig. 4.91.

$$G = \frac{AB + DC}{2} BC\gamma$$

iar l = lungimea segmentului AD.

Înlocuind toate valorile liniare prin expresii ce depind de H_v și H_{90}, ecuația de echilibru devine :

$$\gamma \frac{H_v^2 - H_{90}^2}{2} \sin \varepsilon - \gamma \frac{H_v^2 - H_{90}^2}{2} \frac{\sin^2 \varepsilon}{\cos \varepsilon} \operatorname{tg} \varphi - c \frac{H_v - H_{90}}{\cos \varepsilon} - \frac{R_t H_{90}}{\cos \varepsilon} = 0$$

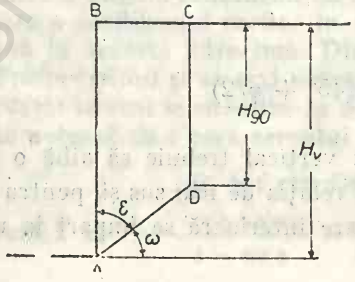


Fig. 4.91. Forma prismei potențiale de alunecare dintr-un taluz vertical.

Înmulțind toată expresia cu 4 cos ε, după reducerile corespunzătoare aceasta ajunge la forma:

$$\gamma\cdot(H_v^2 - H_{90}^2)\sin 2\varepsilon - \gamma(H_v^2 - H_{90}^2)2\sin^2\varepsilon\,\mathrm{tg}\,\varphi - 4c(H_v - H_{90}) - 4R_t H_{90} = 0$$

cum $\varepsilon = 45 - \varphi/2$, $\sin 2\varepsilon = \cos\varphi$, iar $2\sin^2\varepsilon = 1 - \cos 2\varepsilon = 1 - \sin\varphi$ atunci,

$$\gamma\cdot(H_v^2 - H_{90}^2)\cos\varphi - \gamma\cdot(H_v^2 - H_{90}^2)(1 - \sin\varphi)\mathrm{tg}\,\varphi - 4c(H_v - H_{90}) - 4R_t H_{90} = 0.$$

După gruparea termenilor, expresia de mai sus devine

$$\gamma\cdot H_v^2(\cos\varphi - \mathrm{tg}\,\varphi + \sin\varphi\,\mathrm{tg}\,\varphi) - 4cH_v - \gamma H_{90}^2(\mathrm{tg}\,\varphi - \sin\varphi\,\mathrm{tg}\,\varphi - \cos\varphi) + 4cH_{90} - 4R_t H_{90} = 0.$$

Dar $\cos\varphi - \mathrm{tg}\,\varphi + \sin\varphi\,\mathrm{tg}\,\varphi = \mathrm{tg}\,\varepsilon$ și $4c = 2\gamma H_{90}\,\mathrm{tg}\,\varepsilon$, din expresia lui H_{90}, astfel că

$$\gamma\cdot H_v^2\,\mathrm{tg}\,\varepsilon - 4cH_v - \gamma\cdot H_{90}^2\,\mathrm{tg}\,\varepsilon + 2\gamma H_{90}^2\,\mathrm{tg}\,\varepsilon - 4R_t H_{90} = 0.$$

După ce se împart toți membrii expresiei prin $\gamma\,\mathrm{tg}\,\varepsilon$, rămîne:

$$H_v^2 - \frac{4c}{\gamma\,\mathrm{tg}\,\varepsilon}H_v + H_{90}^2 - \frac{4R_t H_{90}}{\gamma\,\mathrm{tg}\,\varepsilon} = 0,$$

pentru ca prin înlocuirea termenului $\frac{4c}{\gamma\,\mathrm{tg}\,\varepsilon}$ cu $2H_{90}$, expresia să ajungă la forma

$$H_v^2 - 2H_{90}\cdot H_v + H_{90}^2 - \frac{4\cdot R_t\cdot H_{90}}{\mathrm{tg}\,\varepsilon} = 0$$

Rezolvarea acestei ecuații de gradul II în H_v conduce la:

$$H_v = H_{90} \pm \sqrt{\frac{4R_t\cdot H_{90}\cdot\mathrm{ctg}\,\varepsilon}{\gamma}}, \tag{4.211}$$

sau mai departe:

$$H_v = H_{90}\left(1 + \sqrt{\frac{2R_t}{c}\,\mathrm{tg}\,\omega}\right). \tag{4.212}$$

Lățimea prismei probabile de alunecare se determină cu formula

$$a = H_{90}\sqrt{\frac{2R_t}{c}\,\mathrm{tg}\,\varepsilon} \tag{4.213}$$

Luînd în considerare dependențele obținute, procesul de deformare a taluzelor verticale poate fi interpretat astfel:

1. Primele semne de alunecare încep să se manifeste de la înălțimea H_{90}, dar la această înălțime forțele de coeziune sînt mai mari decît cele de deplasare, datorită rezistenței rocilor la întindere. Numai la înălțimea H_v se ajunge la echilibrul acestor forțe.

2. Întrucît din toți parametrii de rezistență ai rocilor, rezistența la întindere are valorile cele mai reduse, primele fenomene de deformație ce apar în taluze sînt materializate prin fisuri verticale paralele cu muchia taluzului.

Fiecărei etape de dezvoltare în adîncime a fisurilor îi corespunde o valoare H_v a taluzului vertical.

Pentru determinarea înălțimii taluzului vertical alcătuit din roci în care suprafețele de discontinuitate sînt înclinate la un unghi $\beta > \varphi'$, se utilizează relația

$$H_v = H_{90} + \sqrt{\frac{2R_t H_{90}}{\gamma} \operatorname{tg}\beta \operatorname{ctg}(\beta - \varphi')} \tag{4.124}$$

în care adîncimea H_{90}, se calculează de data aceasta cu relația

$$H_{90} = \frac{c' \cos\varphi}{\gamma \cdot \cos\beta \cdot \sin(\beta - \varphi')} \tag{4.215}$$

Și în aceste cazuri, valorile caracteristicilor de rezistență (φ și c) și ale rezistenței la tracțiune vor fi diminuate prin împărțirea lor la un coeficient de siguranță.

4.2.2. Dimensionarea taluzelor afectate de suprafețe de discontinuitate

Studiile și cercetările teoretice privind mecanismul de deformare a rocilor din taluze, completate cu rezultatele observațiilor efectuate în teren asupra unor alunecări produse în versanți, în taluze de diguri, cariere și halde de steril au demonstrat că exactitatea calculelor de dimensionare a taluzelor depinde într-o mare măsură de forma și extinderea suprafețelor potențiale de alunecare.

Elementele suprafețelor de alunecare sînt determinate, la rîndul lor, de geometria taluzelor dar mai ales de tăria și geometria formațiunilor geologice care intră în alcătuirea masivului, motiv pentru care calculele de stabilitate nu se pot efectua fără o cunoaștere prealabilă a structurii geologice a masivului.

Atunci cînd dimensionarea se referă la un dig sau la un baraj de anrocamente, problema este relativ mai simplă, întrucît modul de constituire a acestora, calitatea și geometria lor interioară sînt hotărîte de proiectant.

O situație aproximativ similară este întîlnită și la proiectarea taluzelor în masivele de roci constituite din aceeași formațiune geologică, cazuri în care aplicarea procedeelor de calcul prezentate pînă aici este corectă și rațională.

Masivele de roci, însă, fie că sînt alcătuite din roci moi fie din roci tari, pot fi străbătute de una sau mai multe suprafețe de discontinuitate (stratificație, șistozitate, fracturi, fisuri, contacte între formațiuni) ce pot influența în mod hotărîtor comportamentul de rezistență al acestora în taluze.

Suprafețele de discontinuitate determină nu numai o fragmentare a masivului ci și o slăbire generală a rezistenței acestuia, ele însăși reprezentînd zone cu valorile cele mai reduse ale caracteristicilor de rezistență.

Distribuirea tensiunilor în masivele fragmentate, cît și deformarea acestora, se desfășoară după alte legi decît cele care se aplică masivelor monolite. Prezența în taluze a unei suprafețe de minimă rezistență face ca în cazul pierderii stabilității, suprafața de alunecare să treacă parțial sau total prin aceasta, iar cînd masivul este alcătuit din pachete groase de roci, o parte a suprafeței de alunecare trece prin planurile de separație, cealaltă traversîndu-le. Dimensiunile acestei proporții depind de raportul în care se găsesc caracteristicile de rezistență sau mai bine zis de adeziune (φ' și c') ale suprafețelor de minimă rezistență față de cele ale masivului.

Observațiile îndelungate efectuate în teren asupra unor taluze, completate prin cercetări teoretice și studii asupra fenomenelor de deformații înregistrate, au determinat pe specialiști să caute și să elaboreze procedee de dimensionare a geometriei taluzelor, care să țină seama de prezența și poziția în masiv, în raport cu taluzul, a suprafețelor de minimă rezistență. Determinarea intersecției acestor suprafețe cu aceea a taluzului nu este suficientă pentru o analiză de stabilitate, ci trebuie cunoscute și extinderea, direcția și înclinarea acestora în masivul de roci.

Stabilitatea taluzelor fiind o problemă de statică, a determinat pe majoritatea cercetărilor să adopte rezolvări din domeniul geometriei plane. Datorită acestui fapt, poziția unei suprafețe de minimă rezistență în raport cu linia taluzului poate fi conformă (concordantă) sau inversă (discordantă).

Pentru trecerea din plan în spațiu, în analiză se consideră că a treia dimensiune este egală cu unitatea, profilul pe care se face dimensionarea fiind de fapt un sector de taluz cu grosimea (lățimea) egală cu un metru.

În funcție de mărimea unghiurilor β dintre suprafețele de discontinuitate și orizontală, problemele de stabilitate a taluzelor în roci stratificate, șistoase, faliate sau fisurate, se pot încadra în una din următoarele trei grupe:

Grupa I: $0° \leqslant \beta \leqslant 20°$

$$90° - \beta > \alpha > \varphi' \geqslant \beta$$

Grupa II: $20° < \beta < 80°$

$$\varphi' \leqslant \varphi < \alpha \leqslant \beta$$

Grupa III: $\beta \geqslant 80°$

a) $90° > [\alpha + (\pi - \beta)] \leqslant 90° - \psi'$

b) $90° < [\alpha + (\pi - \beta)] \geqslant 90° - \psi'$

unde $\psi' = \operatorname{arctg}\left(\operatorname{tg}\varphi' + \frac{c'}{\sigma_n}\right)$ și $\sigma_n = \frac{1}{2}\gamma H \cdot \cos^2 \beta$.

4.2.2.1. Taluze care se intersectează în bază cu suprafețe de minimă rezistență (Grupa I)

Prezența în taluz a unor suprafețe de minimă rezistență orizontale sau cu înclinări conforme avînd valori de pînă la 20°, favorizează, în cazul unei geometrii necorespunzătoare, deformațiile de alunecare. Înclinarea α a taluzului este întotdeauna mai mare decît înclinarea β a suprafețelor de minimă

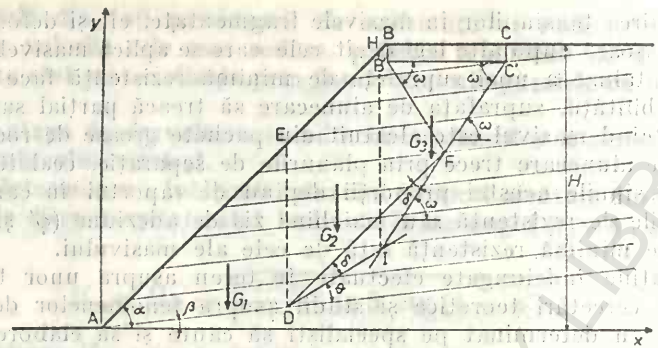


Fig. 4.92. Conturul suprafeței potențiale de alunecare într-un taluz afectat de suprafețe de minimă rezistență cu o înclinare $\beta < 20°$.

rezistență care, pentru menținerea stabilității, trebuie să fie la rîndul său mai mică decît unghiul de frecare dintre suprafețele de discontinuitate.

Procedeul se aplică la dimensionarea taluzelor în formațiuni stratificate, sau în masive străbătute de linii de fractură sau de fisurații principale conforme cu taluzul, putînd fi utilizat și la dimensionarea depozitelor de steril sau de substanțe minerale utile al căror fundament are o înclinare conformă și cu valori mai mici de 20°.

Suprafața de alunecare trece în partea inferioară a taluzului prin una din suprafețele de minimă rezistență și continuă spre partea superioară printr-o curbă lină ce traversează restul de formațiuni. Conturul acestei suprafețe (fig. 4.92) coincide la partea superioară cu suprafața unei fisuri verticale avînd adîncimea egală cu înălțimea H_∞, continuă spre bază printr-o zonă plană ce urmărește direcția tensiunilor principale maxime și face cu orizontala un unghi $\omega = 45 + \varphi/2$, pentru ca apoi printr-o porțiune curbilinie să se unească sub un unghi θ cu suprafața de minimă rezistență.

Verificarea gradului de stabilitate a unui taluz afectat de suprafețe de discontinuitate cu înclinări mici. Pentru determinarea mărimii unghiului θ, G. L. Fisenko (1964, 1965) pleacă de la starea limită de tensiuni pe care o analizează în prezența suprafețelor de minimă rezistență. Așa după cum se poate vedea și din fig. 4.93, în condiții normale, echilibrul limită este exprimat de ecuația :

$$\tau_n = \sigma_n \operatorname{tg} \varphi + c \text{ dar întrucît } c = Z \cdot \operatorname{tg} \varphi,\ c = \sigma_n \operatorname{tg} \varphi + Z \operatorname{tg} \varphi = (\sigma_n + Z) \operatorname{tg} \varphi \text{ (dreapta } 1 \text{ din fig. 4.93).} \quad (4.216)$$

În prezența unei suprafețe de minină rezistență, pentru păstrarea echilibrului trebuie îndeplinită și condiția $\tau_s = \sigma_s \operatorname{tg} \varphi' + c' = \sigma_s \operatorname{tg} \varphi' + Z' \operatorname{tg} \varphi' = (\sigma_s + Z') \operatorname{tg} \varphi'$ (dreapta 2 din fig. 4.93). (4.217)

Suprafața de alunecare NM, generată de tensiunea maximă principală σ_1, intersectează în punctul NA suprafața de minimă rezistență. Pentru ca în acest punct să fie îndeplinite ambele condiții de echilibru, este necesar ca unghiul dintre cele două suprafețe să fie egal cu θ, reprezentat și pe graficul de tensiuni. Analizînd pe fig. 4.93 stările maxime și minime de tensiuni se

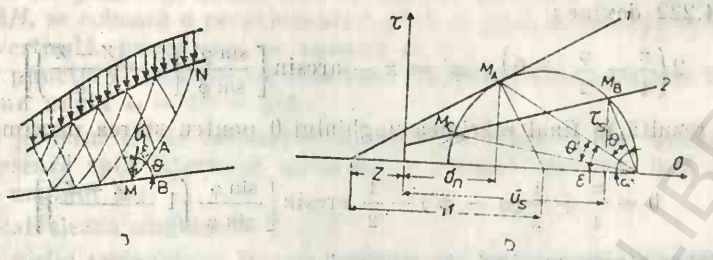


Fig. 4.93. Starea limită de tensiuni în prezența suprafețelor de minimă rezistență.

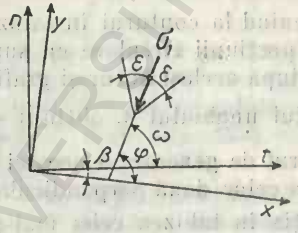


Fig. 4.94. Schemă reprezentînd unghiurile pe care le face direcția de aplicare a tensiunilor cu suprafețele de discontinuitate din masiv.

observă că unghiul pe care-l face direcția tensiunii maxime principale cu suprafața de echilibru limită poate fi mai mare sau mai mic decît unghiul ε, primul caz corespunzînd stării de solicitare maximă, în timp ce al doilea corespunde solicitării minime.

Pentru stabilirea dependenței analitice dintre mărimea unghiului θ și valorile caracteristicilor de rezistență este necesară explicitarea celor două tensiuni din ecuația 4.216 și, în acest scop, Fisenko utilizează formulele lui V. V. Sokolovski pentru determinarea eforturilor normale și tangențiale produse de tensiunea σ_1 pe suprafețele înclinate cu un unghi ω (fig. 4.94):

$$\sigma_n = \sigma(1 - \sin\varphi\cos 2\omega) - Z \text{ și} \tag{4.218}$$

$$\tau_n = \sigma \sin\varphi \sin 2\omega \tag{4.219}$$

Operînd înlocuirile corespunzătoare, ecuația devine:

$$\sigma \sin\varphi \sin 2\omega = [\sigma(1 - \sin\varphi\cos 2\omega) - Z + Z']\operatorname{tg}\varphi' \tag{4.220}$$

de unde mai departe rezultă că

$$\sin(2\omega + \varphi') = \frac{\sin\varphi'}{\sin\varphi}\left(1 - \frac{Z - Z'}{\sigma}\right) \tag{4.221}$$

$$\text{sau: } 2\omega + \varphi' = \pi - \arcsin\left[\frac{\sin\varphi'}{\sin\varphi}\left(1 - \frac{Z - Z'}{\sigma}\right)\right] \tag{4.222}$$

Întrucît geometric (fig. 4.94) $\theta = \omega - \varepsilon$ și $\varepsilon = 45 - \varphi/2$, $\omega = \theta +$

$+\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$

ecuația 4.222 devine:

$$2\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}+\theta\right)+\varphi'=\pi-\arcsin\left[\frac{\sin\varphi'}{\sin\varphi}\left(1-\frac{Z-Z'}{\sigma}\right)\right]$$

din care rezultă în final mărimea unghiului θ pentru starea maximă de tensiuni:

$$\theta=\frac{\pi}{4}+\frac{1}{2}(\varphi-\varphi')-\frac{1}{2}\arcsin\left[\frac{\sin\varphi'}{\sin\varphi}\left(1-\frac{Z-Z'}{\sigma}\right)\right] \qquad (4.223)$$

cît și pentru starea minimă de tensiuni:

$$\theta'=\frac{\pi}{4}-\frac{1}{2}(\varphi-\varphi')-\frac{1}{2}\arcsin\left[\frac{\sin\varphi'}{\sin\varphi}\left(1-\frac{Z-Z'}{\sigma}\right)\right] \qquad (4.224)$$

Revenind la conturul în taluz al suprafeței de alunecare, punctul de întîlnire a porțiunii circulare cu suprafața de minimă rezistență se poate determina după același autor și grafic, așa după cum se arată în fig. 4.92, prin intermediul unghiului δ, obținut din relația: $\delta=\frac{\omega-\beta-\theta'}{2}$. (4.227)

Centrul de generare a acestei suprafețe se suprapune în punctul de intersecție a celor două perpendiculare ridicate din punctul D și F din fig. 4.92.

Poziția în taluz a celei mai slabe suprafețe de alunecare se determină prin calcule succesive, dar așa cum vom vedea ceva mai departe, lățimea prismei de surpare (distanța dintre punctele B și C din fig. 4.92) poate fi determinată și prin calcule directe.

Împreună cu suprafața taluzului și cu aceea a platformei superioare a acestuia, cuprinsă între fisura verticală de rupere și muchia taluzului, suprafața de alunecare delimitează în masiv un corp de alunecare denumit uneori, destul de impropriu, *prismă de alunecare*.

Deplasîndu-se pe o suprafață cu o înclinare mai mică, partea inferioară a acestui corp este caracterizată prin valori mari ale tensiunilor normale și valori reduse ale celor tangențiale de forfecare. Din acest motiv, această parte a corpului de alunecare a primit numele de *zonă* sau *sector de reazem* sau *de sprijin*, spre deosebire de partea superioară care generează tensiunile ce tind să scoată masivul din echilibru și căreia, i se spune *sectorul* sau *zona de presiune*.

Pentru păstrarea echilibrului masivului, forțele care se opun alunecării (pasive) trebuie să fie mai mari decît cele care tind să-i modifice starea de echilibru (forțe active).

Rezolvarea în plan a problemei pe cale grafo-analitică are următorul curs:

— pentru o înălțime dată, se trasează pe profilul geologic o linie de taluz înclinată după un unghi cu o valoare aproximativă;

— se calculează adîncimea de fisurare verticală, H_{90};

— se trasează pe profil o paralelă situată sub linia platformei superioare a taluzului, la o distanță egală cu H_{90}, delimitînd astfel zona de tasare verticală;

— dintr-un punct c, situat față de muchia taluzului B, la o distanță egală cu $0{,}8H$, se coboară o perpendiculară pînă la linia de delimitare a zonei de tasare verticală, punct care se notează cu c';

— din punctul C' se trasează spre baza taluzului, o dreaptă care face cu orizontala un unghi $\omega = 45 + \varphi/2$;

— din punctul B' de intersecție a verticalei coborîtă din muchia taluzului se trasează spre interiorul masivului o dreaptă înclinată față de orizontală cu unghiul ω;

— se calculează unghiurile θ și δ;

— din vîrful triunghiului isoscel astfel format se trasează o dreaptă care face cu dreapta $C'F$ un unghi egal cu δ, pînă intersectează în punctul D suprafața de minimă rezistență;

— din punctul D se trasează către masiv o dreaptă pînă se intersectează în punctul I cu dreapta $C'F$;

— din punctele D și F se ridică cîte o perpendiculară pe dreptele DI și FI, intersecția lor fiind și centrul de greutate a arcului de cerc care trece prin punctele D și F și care delimitează sectorul FD din suprafața de alunecare. Menționăm că eroarea este neînsemnată dacă suprafața circulară este înlocuită prin cele două segmente de dreaptă DI și FI;

— din punctele D, I și F se ridică cîte o verticală prin intermediul cărora suprafața de alunecare este împărțită în 3 sau 4 sectoare, numerotarea începînd de la sectorul de reazem;

— se determină prin calcul sau eventual se măsoară grafic, suprafața fiecărui sector și lungimea l_i a segmentelor AD, DI, IF, FC' și $C'C$;

— în continuare, calculele se fac ținînd seama și de a treia dimensiune și pentru aceasta se calculează greutatea G_i a fiecărui sector prin înmulțirea suprafeței S_i cu greutatea volumetrică a rocilor γ_{wi};

— se calculează tensiunile normale N_i și tangențiale T_i datorate greutății proprii a fiecărui sector în parte.

În cazul în care pe platforma superioară se află o sarcină cu o greutate mare, aceasta se adună cu aceea a sectoarelor superioare. După schema din fig. 4.92, conturul în profil al suprafeței de alunecare este compus dintr-o linie frîntă, înclinată față de orizontală cu un unghi β pe sectorul AD, cu un unghi $(\theta + \beta)$ pe sectorul DI, ω pe sectorul IC' și cu 90° pe sectorul $C'C$.

În funcție de această diferențiere, prisma potențială de alunecare se împarte imaginar în trei sectoare, din care la bază sectorul S_1 alcătuiește zona de reazem, la partea superioară sectorul S_3 — zona de presiune, iar la mijloc sectorul intermediar S_2. Datorită înclinării suprafeței de alunecare, sectorul S_3 dezvoltă cea mai mare componentă tangențială, căreia sectoarele din aval tind să-i opună un sprijin pe suprafața IH. În sectorul median, forța de împingere a zonei active se desface, în raport cu linia DI, într-o componentă tangențială și una normală care se adună la componentele de același tip ale sectorului S_2.

Pentru a nu ieși din echilibru, componenta normală a greutății sectorului de reazem S_1 trebuie să fie mai mare decît suma dintre forța de împingere a sectoarelor superioare pe suprafața ED și componenta tangențială a sectorului de reazem.

Raportul dintre forțele pasive și cele active dau în acest caz măsura coeficientului de siguranță care, după noi, poate fi calculat și cu formula

$$F_s = \frac{P_1 + [P_2 + P_3 \cos 2\delta + (T_3 - P_3) \sin 2\delta \operatorname{tg} \varphi] \cos \theta}{T_1 + (T_2 + T_3 \cos 2\delta) \cos \theta} +$$

$$+ \left\{ \frac{(T_2 + T_3 \cos 2\delta) \sin \theta + [P_2 + P_3 \cos 2\delta + (T_3 - P_3) \sin 2\delta \operatorname{tg} \varphi] \sin \theta}{T_1 + (T_2 + T_3 \cos 2\delta) \cos \theta} \right\} \operatorname{tg} \varphi' \quad (4.226)$$

în care: $P_1 = N_1 \operatorname{tg} \varphi' + c' l_1$; $P_2 = N_2 \operatorname{tg} \varphi + c l_2$; $P_3 = N_3 \operatorname{tg} \varphi + c l_3$; $N_1 = G_1 \cos \beta$; $N_2 = G_2 \cos (\theta + \beta)$; $N_3 = G_3 \cos \omega$; $T_1 = G_1 \sin \beta$; $T_2 = G_2 \sin(\theta + \beta)$; $T_3 = G_3 \sin \omega$; cu l_1 fiind notată lungimea segmentului AD, cu l_2 a segmentului DI și cu l_3 a segmentului IC din suprafața de alunecare.

Atunci cînd lățimea BC a prismei de alunecare nu se obține direct cu ajutorul unei formule, ea se determină prin calcule succesive. Punctul C de pe platforma superioară, stabilit inițial la o distanță de muchia taluzului egală cu $0{,}8H$, se mută odată spre dreapta și odată spre stînga, cu o mărime care poate să fie egală cu $0{,}2H$. După trasarea suprafețelor de alunecare și pentru aceste două prisme, se calculează coeficienții lor de siguranță. În cazul în care calculele se execută mecanizat, pentru o mai mare precizie, se determină cel puțin cinci valori ale segmentului BC. Într-un sistem de coordonate ce conține pe ordonată valorile coeficientului de siguranță și pe abscisă lățimea BC a prismei de alunecare, punctul de intersecție a curbei de variație a celor doi parametri cu orizontala, care indică echilibrul limită ($F_s = 1$), reprezintă lățimea posibilă a prismei de alunecare.

Pentru determinarea directă din calcul a acestei lățimi, cercetătorii de la Institutul VNIMI din Leningrad au stabilit că abscisa acestui punct este egală cu

$$a = H \left[\sqrt{4 \operatorname{ctg}^2 \alpha + \operatorname{ctg} \omega_n (3 \operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \omega_n)} - 2 \operatorname{ctg} \alpha \right] \quad (4.227)$$

în care, $\omega_n = 45° + \frac{\varphi_n}{2}$.

Valorile subunitare ale coeficienților de siguranță indică instabilitatea și se impune repetarea calculelor pentru o altă geometrie de taluz, valorile prea mari ale aceluiași coeficient avînd semnificația unei rezerve de stabilitate, caz în care se impune repetarea calculelor pentru o altă geometrie de taluz.

Determinarea înălțimii limită a unui taluz afectat de suprafețe de minimă rezistență cu înclinare sud 20°. A. M. Macialov și colaboratorii (1975, 1976), recomandă următorul algoritm pentru calculul înălțimii limită a taluzului cu înclinare α, care îndeplinește condițiile:

a) $\alpha > \varphi$

(pe baza unor rezultate, autorii recomandă ca diferența dintre ele să fie de minimum 2—4 grade)

b) $\varphi \geqslant (\varphi' + 5°, \ldots, 10°)$

c) $\beta < \operatorname{arctg} \left[\frac{c}{c'} \operatorname{tg} \omega - \sqrt{\left(\frac{c}{c'} \operatorname{tg} \omega \right)^2 - 2 \operatorname{tg} \varphi' \frac{c}{c'} \operatorname{tg} \omega - 1} \right]$ (4.228)

Suprafața de alunecare (fig. 4.95) începe tot cu suprafața unei fisuri verticale de rupere, egală cu înălțimea H_{90}, continuă cu o suprafață plană

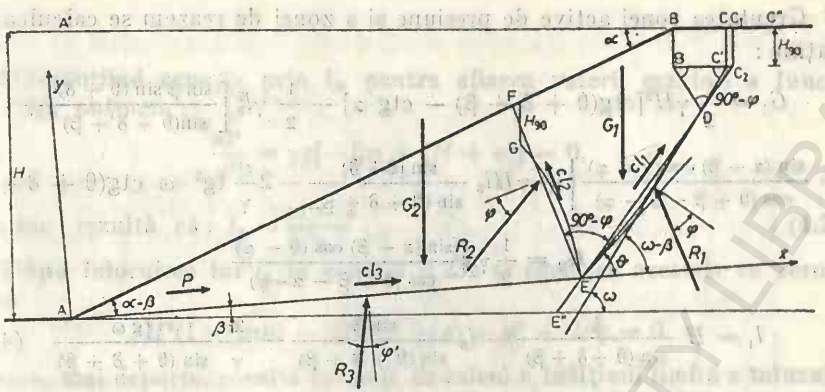


Fig. 4.95. Schemă cuprinzînd prisma potențială de alunecare într-un taluz afectat de suprafețe de discontinuitate avînd înclinări mai mari de 20° (după A. M. Mocialov, 1976).

înclinată față de orizontală cu un unghi ω, pentru ca apoi printr-o suprafață circulară să intersecteze sub un unghi θ suprafața de minimă rezistență din bază.

Alunecarea taluzului pe suprafața *CC'DEA* este însoțită de dezvoltarea unei alte suprafețe de rupere *FG*, ce intersectează suprafața de alunecare și face cu suprafața *ED* un unghi egal cu $90°-\varphi$. În plan, această ruptură are alura unei curbe, care de la adîncimea H_{90} face cu orizontala un unghi egal cu ω. Suprafața astfel delimitată, împarte corpul de alunecare în două zone, una de presiune activă *BCC'DEGF* și alta de rezistență sau de reazem *AFGE*.

Mărimea unghiului θ se calculează cu relația 4.223, adică $\theta = \frac{\pi}{4} + \frac{1}{2}(\varphi - \varphi') - \frac{1}{2}\arcsin\left(\frac{\sin\varphi'}{\sin\varphi}\right)$.

Examinînd condițiile de echilibru limită ale taluzului, pentru simplificarea expresiei analitice a funcției $H = f(\alpha, \varphi, c, \varphi', c', \beta, \gamma)$, suprafețele circulare *ED* și *FG* au fost aproximate prin suprafețe plane.

Algoritmul lui Macialov și colaboratorii nu mai are nevoie și de rezolvări grafice, înălțimea limită a taluzului determinîndu-se numai prin calcule analitice. Pentru aceasta se consideră că rocile din taluz se găsesc în echilibru limită și, drept urmare, tensiunile active de forfecare sînt egale cu cele de reazem.

După proiecția într-un sistem de coordonate $x-y$ a tuturor forțelor ce acționează asupra prismei de alunecare și rezolvarea șirului de ecuații, forța de reazem P ajunge sub forma :

$$P = G_1 \frac{\sin(\theta + \delta + \beta - \varphi)\cos(\theta + \varphi')}{\cos\varphi'\cos(\varphi - \delta)} - cl_1 \frac{\cos\varphi\cos(\theta + \varphi')}{\cos\varphi'\cos(\varphi - \delta)} -$$

$$- cl_2\left[\frac{\sin(\delta - \varphi)\cos(\theta + \varphi')}{\cos(\varphi - \delta)\cos\varphi'} + \frac{\sin(\theta - \varphi + \varphi')}{\cos\varphi'}\right] - P_2\frac{\sin(\varphi' - \beta)}{\cos\varphi'} - c'l_3 \quad (4.229)$$

Greutatea zonei active de presiune și a zonei de reazem se calculează cu relațiile :

$$G_1 = \frac{1}{2}\gamma H^2[\operatorname{ctg}(\theta+\delta+\beta) - \operatorname{ctg}\alpha] - \frac{1}{2}\gamma l_3^2\left[\frac{\sin\beta\sin(\theta+\delta)}{\sin(\theta+\delta+\beta)} + \right.$$

$$\left. + \frac{\sin(\alpha-\beta)\cos(\theta-\varphi)}{\cos(\theta+\beta-\alpha-\varphi)}\right] + \gamma H l_3 \frac{\sin(\theta+\delta)}{\sin(\theta+\delta+\beta)} - 2\frac{c^2}{\gamma}\operatorname{tg}^2\omega\operatorname{ctg}(\theta+\delta+\beta)$$

$$G_2 = \frac{1}{2}\gamma l_3^2 \frac{\sin(\alpha-\beta)\cos(\theta-\varphi)}{\cos(\theta+\beta-\alpha-\varphi)}$$

$$l_1 = H\frac{1}{\sin(\theta+\delta+\beta)} - l_3\frac{\sin\beta}{\sin(\theta+\delta+\beta)} - \frac{2c}{\gamma}\frac{\operatorname{tg}\omega}{\sin(\theta+\delta+\beta)} \tag{4.230}$$

$$l_2 = l_3\frac{\sin(\alpha-\beta)}{\cos(\theta+\beta-\alpha-\varphi)} \tag{4.231}$$

Înlocuind în ecuația (4.229) termenii care sînt explicitați prin relațiile de mai sus se ajunge, prin grupare, la o formă mai simplă de exprimare a forței P:

$$P = \gamma g\left[\frac{1}{2}H^2 m - \frac{1}{2}l_3^2\, n + (H+o)l_3 - Hp + q\right] \tag{4.232}$$

în care :

$$g = \frac{\sin(\theta+\delta)\sin(\theta+\delta+\beta-\varphi)\cos(\theta+\varphi')}{\sin(\theta+\delta+\beta)\cos(\varphi-\delta)\cos\varphi'}$$

$$m = \frac{[\operatorname{ctg}(\theta+\delta+\beta) - \operatorname{ctg}\alpha]\sin(\theta+\delta+\beta)}{\sin(\theta+\delta)}$$

$$n = \sin\beta + \frac{\sin(\alpha-\beta)\cos(\theta-\varphi)\sin(\theta+\delta+\beta)}{(\sin(\theta+\delta)\cos(\theta+\beta-\alpha-\varphi)} +$$

$$+ \frac{\sin(\alpha-\beta)\cos(\theta-\varphi)\sin(\varphi'-\beta)\sin(\theta+\delta+\beta)\cos(\varphi-\delta)}{\cos(\theta+\beta-\alpha-\varphi)\sin(\theta+\delta)\sin(\theta+\delta+\beta-\varphi)\cos(\theta+\varphi')}$$

$$o = \frac{c}{\gamma}\frac{1}{\sin(\theta+\delta)\sin(\theta+\delta+\beta-\varphi)}\left\{\cos\varphi\sin\beta - \frac{\sin(\alpha-\beta)}{\cos(\theta+\beta-\alpha-\varphi)}\cdot\right.$$

$$\left.\cdot\left[\sin(\delta-\varphi)\sin(\theta+\delta+\beta) + \frac{\sin(\theta+\varphi'-\varphi)\sin(\theta+\delta+\beta)\cos(\varphi-\delta)}{\cos(\theta+\varphi')}\right] - \right.$$

$$\left. - \frac{c'}{c}\frac{\sin(\theta+\delta+\beta)\cos(\varphi-\delta)\cos\varphi'}{\cos(\theta+\varphi')}\right\}$$

$$p = \frac{c}{\gamma}\cdot\frac{\cos\varphi}{\sin(\theta+\delta)\sin(\theta+\delta+\beta-\varphi)}$$

$$q = 2\frac{c^2}{\gamma^2}\cdot\frac{\operatorname{tg}\omega}{\sin(\theta+\delta)}\left[\frac{\cos\varphi}{\sin(\theta+\delta+\beta-\varphi)} - \operatorname{tg}\omega\cdot\cos(\theta+\delta+\beta)\right]$$

BCU IAȘI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Diferențiind ecuația prin l_3, pentru aflarea valorii maxime a funcție $P = f(l_3)$, obținem :

$$\frac{dP}{dl_3} = \gamma g[-l_3 n + (H + o)] = 0,$$

de unde rezultă că : $l_3 = \frac{H + o}{n}$ (4.233)

După înlocuirea lui l_3 în ecuația 4.232 și egalarea acesteia cu zero, se obține

$$H^2(1 + mn) - 2H(np - o) + o^2 + 2nq = 0,$$

din care, mai departe, rezultă formula de calcul a înălțimii limită a taluzului :

$$H = \frac{(np - o) + \sqrt{(np - o)^2 - (1 + mn)(o^2 + 2nq}}{1 + m \cdot n} \quad (4.234)$$

Pentru determinarea lățimii prismei potențiale de alunecare, aceeași autori au propus formula

$$a = \frac{H + o}{n} \cdot \frac{\sin(\theta + \delta)}{\sin(\theta + \delta + \beta)} - H[\operatorname{ctg} \alpha - \operatorname{ctg}(\theta + \delta + \beta)] - H_{s0} \operatorname{ctg}(\theta + \delta + \beta). \quad (4.235)$$

Determinarea elementelor geometrice ale unei halde așezate pe un fundament cu înclinare mică. Tot din categoria problemelor de stabilitate ce se încadrează în această grupă fac parte și taluzele haldelor cu valori reduse ale unghiului de contact cu fundamentul. Întrucît în halde se depozitează roci a căror structură a fost deranjată prin excavare, coeziunea acestora este mult mai redusă decît aceea avută în masiv. Din această cauză adîncimile fisurilor verticale de rupere sînt mici și pot fi neglijate în calculele de stabilitate.

Suprafața de alunecare urmărește contactul dintre haldă și fundament pînă în punctul D (fig. 4.96), după care continuă printr-o suprafață circulară spre platforma superioară a haldei. După natura și mărimea tensiunilor care iau naștere în corpul de alunecare, acesta, ca și în cazul precedent, se împarte în două zone, una activă de presiune situată în partea sa superioară și una pasivă, de reazem, situată la bază.

Pentru cazurile în care :

$$\alpha > \beta + \operatorname{arcctg} \frac{\Delta \cdot \operatorname{ctg} \lambda + \operatorname{ctg} \mu}{\Delta - 1} \quad (4.236)$$

și

$$\Delta = \left[1 + \frac{\sin(\varphi' - \beta)\cos\varphi}{\sin(\beta + \lambda - \varphi)\sin(\mu - \varphi - \varphi')}\right], \quad (4.237)$$

Grosimea limită h a haldei (fig. 4.96) pentru o înclinare de taluz dată se determină în condițiile echilibrului limită [20] cu relația

$$h = \frac{(p + m \cdot n) + \sqrt{(p + m \cdot n)^2 - p^2(1 - n \cdot o)}}{1 - n \cdot o} \quad (4.238)$$

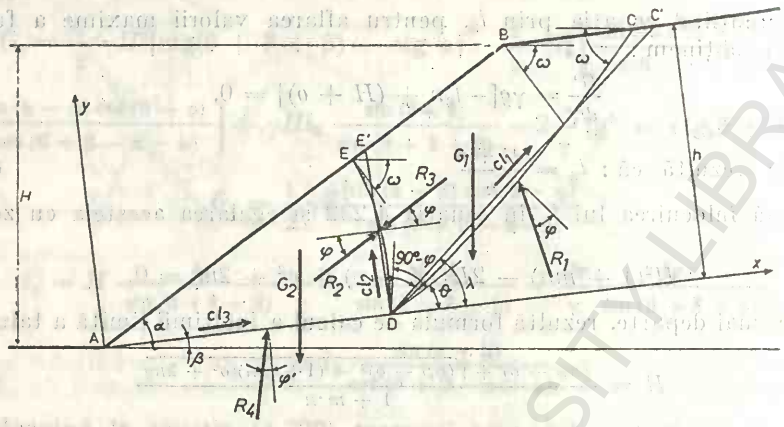


Fig. 4.96. Schemă cuprinzînd prisma potențială de alunecare a unui taluz de haldă depusă pe un fundament cu o înclinare pînă la 20°.

în care : $m = \dfrac{c}{\gamma} \cdot \dfrac{\cos \varphi}{\sin \varepsilon \cdot \sin (\beta + \lambda - \varphi)}$

$$n = \frac{\sin (\alpha - \beta) \sin \mu}{\sin (\mu + \alpha - \beta)} \left[1 + \frac{\sin (\varphi' - \beta) \cos \varphi}{\sin (\beta + \lambda - \varphi) \sin (\mu - \varphi - \varphi')} \right]$$

$$O = \operatorname{ctg}(\alpha - \beta) - \operatorname{ctg} \lambda$$

$$p = \frac{\cos \varphi}{\sin (\beta + \lambda - \varphi) \sin (\mu - \varphi - \mu')} \left[\frac{c'}{\gamma} \cos \varphi' + \frac{c}{\gamma} \frac{\sin (\alpha - \beta) \cos (\mu - \varphi')}{\sin (\mu + \alpha - \beta)} \right]$$

$$\lambda = \frac{\omega - \beta + 0}{2} \tag{4.239}$$

$$\mu = \varphi - \lambda + \frac{\pi}{2} \tag{4.240}$$

$$\varepsilon = 45° - \varphi/2 \tag{4.241}$$

În cazul în care halda are o înclinare

$$\alpha \leqslant \beta + \operatorname{arcctg} \left[\frac{\Delta \operatorname{ctg} \lambda + \operatorname{ctg} \mu}{\Delta - 1} \right] \tag{4.242}$$

un fundament stabil, dar un contact haldă-fundament cu proprietăți de aderență reduse, acesta nu-i influențează stabilitatea.

Relația 4.238 poate fi utilizată și la stabilirea înclinării limită a taluzelor de haldă, în care $c = c' = 0$. Diferența de nivel H care poate fi realizată între piciorul haldei și muchia superioară a taluzului se poate calcula cu relația

$$H = h \frac{\sin \alpha}{\sin (\alpha - \beta)} \tag{4.243}$$

în timp ce lățimea prismei potențiale de alunecare poate fi determinată cu formula

$$a = \frac{h - p}{n} - ho \qquad (4.244)$$

Pentru asigurarea stabilității haldei, valorile de calcul ale caracteristicilor de rezistență ale rocilor depuse în haldă (φ și c) și ale contactului dintre haldă și fundament (φ' și c') vor trebui să fie raportate la un coeficient de siguranță, după cum urmează:

$$c_n = \frac{c}{F_s}; \quad c'_n = \frac{c'}{F_s}; \quad \varphi_n = \operatorname{arctg}\left(\frac{\operatorname{tg}\varphi}{F_s}\right); \quad \varphi'_n = \operatorname{arctg}\left(\frac{\operatorname{tg}\varphi'}{F_s}\right).$$

Scarificarea fundamentelor de haldă. Îmbunătățirea rezistenței contactului fundament-haldă sau dintre fundament și orice alt material de rambleu poate fi obținută prin scarificarea parțială a rocilor din fundament (fig. 4.97).

Procedeul se bazează pe reducerea suprafeței de minimă rezistență prin săparea în fundament a unor șanțuri sau trepte, executate transversal pe direcția de alunecare a taluzului. Pentru aceasta, condiția esențială este aceea ca $\operatorname{tg}\varphi_f \geqslant \operatorname{tg}\varphi_h > \operatorname{tg}\varphi'$ (în care φ_f este valoarea unghiului de frecare internă a rocilor din fundamentul direct, iar φ_h a rocilor din haldă). În felul acesta, suprafața de alunecare nu va trece decît parțial prin contact, restul urmînd să străbată roca din fundamentul scarificat sau din materialul de rambleu pătruns în lucrările de scarificare.

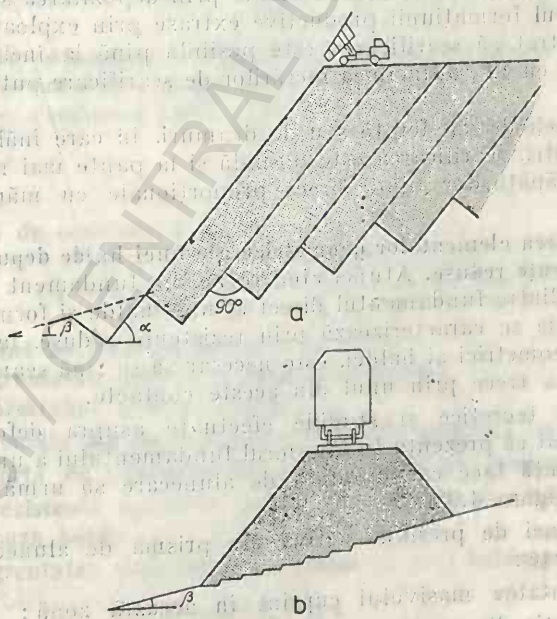


Fig. 4.97. Scarificarea fundamentelor de haldă *(a)* și rambleelor de cale ferată *(b)*.

BCU IAȘI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Necesarul de fundament scarificat se exprimă procentual cu ajutorul coeficientului de scarificare :

$$K = \frac{\operatorname{tg}\varphi'' - \operatorname{tg}\varphi'}{\operatorname{tg}\varphi_s - \operatorname{tg}\varphi''} \cdot 100 \qquad (4.245)$$

unde : $\operatorname{tg}\varphi'$ este un coeficient de frecare al suprafeţei de contact, cu rezistenţe mici ;

$\operatorname{tg}\varphi''$ — coeficientul de frecare, necesar să fie asigurat la baza haldei cu geometria dată, pentru a nu aluneca pe fundament ;

$\operatorname{tg}\varphi_s$ — coeficientul de frecare al sectoarelor scarificate, adică :

$$\operatorname{tg}\varphi_s = \frac{l_f \cdot \operatorname{tg}\varphi_f + l_h \cdot \operatorname{tg}\varphi_h}{l_f + l_h} \qquad (4.246)$$

în care : l_f este lungimea în plan a părţii din suprafaţa de alunecare, care trece prin fundamentul scarificat ;

l_h — lungimea părţilor din suprafaţa de alunecare care trece prin materialul din haldă ;

$\operatorname{tg}\varphi_f$ — coef. frecare roci fundament ; $\operatorname{tg}\varphi_h$ — coef. frecare roci haldă.

Coeficientul de frecare necesar pentru a asigura stabilitatea haldei sau rambleului cu geometrie dată, se determină prin calcule succesive de stabilitate, cu formulele în care se înlocuieşte $\operatorname{tg}\varphi'$ cu $\operatorname{tg}\varphi_s$.

Dacă roca din fundament are caracteristici de rezistenţă scăzute, scarificarea este inutilă şi costisitoare.

În corpul haldelor interioare, formate prin depozitarea sterilului pe roca din fundamentul formaţiunii productive extrase prin exploatare la zi, practica a demonstrat că scarificarea este posibilă pînă la înclinări ale fundamentului egale cu 12°, adîncimea lucrărilor de scarificare putînd ajunge pînă la 2—3 m.

La rambleele de cale ferată sau de drumuri, în care înălţimea nu depăşeşte cîţiva metri, scarificarea este posibilă şi la pante mai mari, volumul şi dimensiunile săpăturilor fiind direct proporţionale cu mărimea coeficientului $\operatorname{tg}\varphi''$.

Determinarea elementelor geometrice ale unei halde depuse pe un fundament cu rezistenţe reduse. Atunci cînd rocile din fundament sînt stratificate sau contactul dintre fundamentul direct al unei halde şi formaţiunea situată în baza acestuia se caracterizează prin rezistenţe reduse, la dimensionarea parametrilor geometrici ai haldei, este necesar să se ţină seama că suprafaţa de alunecare va trece prin unul din aceste contacte.

Cercetările teoretice şi studiile efectuate asupra deformaţiilor unor taluze au stabilit că prezenţa în interiorul fundamentului a unor suprafeţe de minimă rezistenţă face ca suprafaţa de alunecare să urmărească conturul *DEMCA* din figura 4.98.

Asupra zonei de presiune activă din prisma de alunecare acţionează următoarele forţe :

G_1 — greutatea masivului cuprins în această zonă ;

R_1 — reacţia din partea masei haldate necuprinse în prisma potenţială de alunecare ;

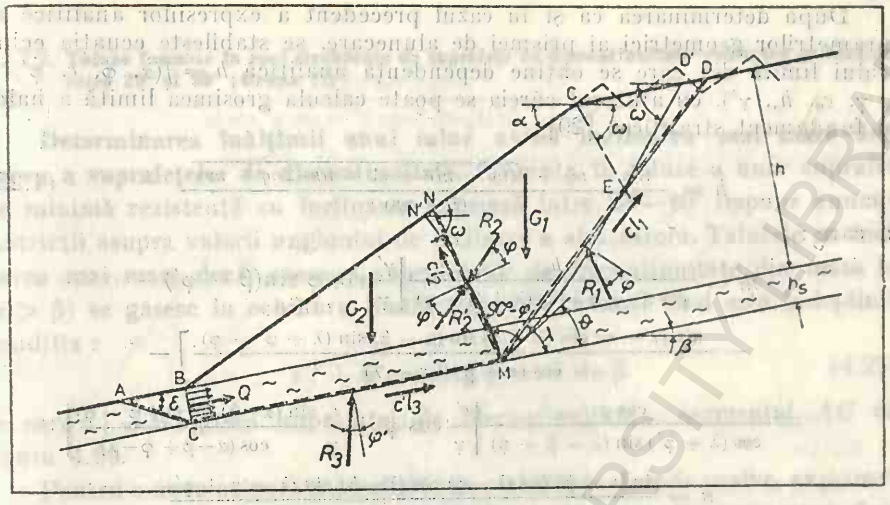


Fig. 4.98. Schemă cuprinzînd prisma potențială de alunecare a unui taluz de haldă depusă pe un fundament înclinat, constituit din roci cu caracteristici de rezistență reduse.

R'_2 — reacția zonei de reazem ;

cl_1 — forța de coeziune după suprafața DM avînd lungimea l_1 egală cu :

$$cl_1 = c\frac{h_s}{\sin\lambda} + c_0\frac{h}{\sin\lambda} \tag{4.247}$$

în care : h_s este adîncimea în fundament la care este situat contactul slab ;

c_0 — coeziunea masei de roci haldate ;

c — coeziunea rocilor din fundament.

$$\lambda = \frac{\omega - \beta + 0}{2}$$

cl_2 — forța de coeziune după suprafața MN :

$$cl_2 = c\frac{h_s}{\cos(\lambda - \varphi)} + c_0\left[l_2 - \frac{h_s}{\cos(\lambda - \varphi)}\right] \tag{4.248}$$

Asupra zonei de reazem, acționează :

G_1 este greutatea proprie a zonei de reazem ;

R_2 — presiunea prismei active ;

R_3 — reacția din partea contactului slab, datorită frecării ;

$c'l_3$ — forța de adeziune de pe suprafața de minimă rezistență ;

Q — rezistența opusă la rupere de roca din fundamentul situat la baza haldei ;

γ — greutatea volumetrică a masei de roci haldate

$$Q = 2c \cdot h_s \operatorname{ctg}\varepsilon \tag{4.249}$$

γ' — greutatea volumetrică a rocilor din fundament.

BCU IAȘI CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

După determinarea ca și în cazul precedent a expresiilor analitice ale parametrilor geometrici ai prismei de alunecare, se stabilește ecuația echilibrului limită din care se obține dependența analitică $h = f(\alpha, \varphi, c, \varphi', c', \beta, \gamma, c_0, h_s, \gamma')$, cu ajutorul căreia se poate calcula grosimea limită a haldei cu fundament stratificat [20]:

$$h = \frac{(no - m) + \sqrt{(no - m)^2 + (1 - np)(2nq - m^2)}}{(1 - np)} \tag{4.250}$$

în care:

$$m = \frac{h_s}{\cos(\lambda + \varphi')\sin(\lambda + \beta - \varphi)}\left[\frac{\gamma'}{\gamma}\cos\varphi \sin(\beta - \varphi') - \right.$$

$$\left. - \frac{\sin(\lambda - \varphi)\cos(\lambda + \beta)\sin(\alpha - \beta)\sin(\lambda + \varphi' - \varphi)}{\cos(\alpha - \beta + \varphi - \lambda)}\right] -$$

$$- \frac{\cos\varphi}{\cos(\lambda + \varphi')\sin(\lambda + \beta - \varphi)}\left[\frac{c'}{\gamma}\cos\varphi + \frac{c_0}{\gamma}\frac{\sin(\alpha - \beta)\sin(\lambda + \varphi' - \varphi)}{\cos(\alpha - \beta + \varphi - \lambda)}\right]$$

$$n = \frac{\sin(\alpha - \beta)\cos(\lambda - \varphi)\cos(\lambda + \beta)\sin(\lambda - \varphi + \varphi')}{\cos(\alpha - \beta - \lambda + \varphi)\sin(\lambda - \varphi + \beta)\cos(\lambda + \varphi')}$$

$$t = \frac{c_0}{\gamma}\frac{\cos\varphi}{\sin\lambda - \sin(\lambda + \beta - \varphi)} - h_s \operatorname{ctg}\lambda$$

$$p = \frac{\sin(\lambda - \alpha + \beta)}{\sin\lambda \sin(\alpha - \beta)}$$

$$q = -\frac{c}{\gamma}h_s\frac{2\operatorname{ctg}\varepsilon + \operatorname{tg}(\lambda - \varphi) + \operatorname{ctg}\lambda}{\cos(\lambda + \varphi')\sin(\lambda + \beta - \varphi)}\cos\varphi \cdot \cos\varphi' +$$

$$+ h_s\frac{c_0}{\gamma}\frac{\sin(\alpha - \beta)\sin(\lambda - \varphi + \varphi')\operatorname{tg}(\lambda - \varphi)\cos\varphi}{\cos(\lambda + \varphi')\sin(\lambda + \beta - \varphi)\cos(\alpha - \beta + \varphi - \lambda)} +$$

$$+ \frac{1}{2}h_s^2\frac{\gamma'}{\gamma}\frac{\cos\varphi\sin\beta}{\sin\lambda\sin(\lambda + \beta - \varphi)} + \frac{1}{2}h_s^2\frac{\gamma'}{\gamma}\operatorname{tg}(\lambda - \varphi)\cdot\frac{\cos(\lambda + \beta)\cos\varphi\cos\varphi'}{\sin\lambda\cos(\lambda + \varphi')\sin(\lambda + \beta - \varphi)} -$$

$$- \frac{1}{2}h_s^2\cdot\frac{\operatorname{tg}(\lambda - \varphi)\sin(\alpha - \beta)\cos(\lambda + \beta)\sin(\lambda - \varphi)\sin(\lambda + \varphi' - \varphi)}{\sin(\lambda + \beta - \varphi)\cos(\lambda + \varphi')\cos(\alpha - \beta + \varphi - \lambda)}$$

Pentru utilizarea relației este necesar să fie îndeplinită și condiția

$$\alpha > \operatorname{arctg} x, \tag{4.251}$$

în care x este egal cu termenul din paranteza următoare:

$$\left[\frac{\sin(\lambda+\beta)\cos(\lambda+\beta)\sin(\lambda-\varphi)\sin(\lambda-\varphi\leqslant\varphi')-\sin(\lambda-\varphi+\beta)\cos(\lambda-\varphi+\beta)\cos(\lambda+\varphi')\sin\lambda}{\sin^2(\lambda-\varphi+\beta)\cos(\lambda+\varphi')\sin\lambda+\cos^2(\lambda+\beta)\cos(\lambda-\varphi)\sin(\lambda-\varphi+\varphi')}\right]$$

Diferența de nivel H între piciorul haldei și muchia superioară a taluzului se determină cu relația (4.252), adică:

$$H = h\frac{\sin\alpha}{\sin(\alpha - \beta)} \tag{4.252}$$

Lățimea prismei potențiale de alunecare se calculează cu relația

$$a = \frac{h + m}{n} - (h - h_s)\frac{\sin(\lambda - \alpha + \beta)}{\sin(\alpha - \beta)\sin\lambda} \tag{4.253}$$

BCU IAȘI CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

4.2.2.2. Taluze formate în roci străbătute de suprafețe de discontinuitate conforme și înclinate între 20° și 80° (Grupa II)

Determinarea înălțimii unui taluz avînd înclinarea mai mare decît aceea a suprafețelor de discontinuitate. Prezența în taluze a unor suprafețe de minimă rezistență cu înclinarea cuprinsă între 20°—80° impune anumite restricții asupra valorii unghiului de înclinare α al acestora. Taluzele cu înclinarea mai mare decît aceea a suprafețelor de discontinuitate din masa lor ($\alpha > \beta$) se găsesc în echilibru limită (fig. 4.99) atunci cînd este îndeplinită condiția :

$$c'l + G\cos\beta\,\mathrm{tg}\,\varphi' = G\sin\beta \tag{4.254}$$

în care : l — lungimea suprafeței de discontinuitate = segmentul AC din figura 4.99.

Pentru a avea asigurate condițiile de stabilitate, forțele pasive, exprimate prin termenul din stînga al ecuației 4.254, trebuie să fie mai mari decît forțele active care acționează în masa aceluiași taluz, adică

$$F_s = \frac{c'l + G\cos\beta\,\mathrm{tg}\,\varphi'}{G\sin\beta} > 1 \tag{4.255}$$

Din geometria taluzului prezentat în figura 4.99 rezultă că greutatea prismei de alunecare este egală cu

$$G = \frac{\gamma H^2}{2}\,\frac{\sin(\alpha-\beta)}{\sin\alpha\sin\beta}\,. \tag{4.256}$$

Cum însă lungimea suprafeței de alunecare AC este

$$l = \frac{H}{\sin\beta}\,, \tag{4.257}$$

ecuația 4.255 ajunge sub forma

$$\frac{2c'\sin\alpha}{\gamma H\sin(\alpha-\beta)\sin\beta} + \frac{\mathrm{tg}\,\varphi'}{\mathrm{tg}\,\beta} = F_s\,, \tag{4.258}$$

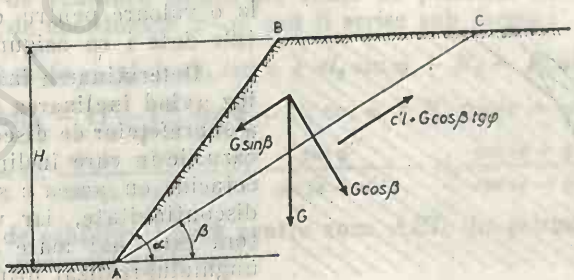


Fig. 4.99. Schemă cuprinzînd prisma potențială de alunecare a unui taluz cu suprafețe de minimă rezistență avînd înclinări mai mari de 20°.

din care mai departe, rezultă

$$\frac{\gamma H}{c'} = \frac{2 \sin \alpha \cos \varphi'}{\sin (\alpha - \beta) (F_s \sin \beta \cos \varphi' - \sin \varphi' \cos \beta)} \tag{4.259}$$

ecuație care, în cazul echilibrului limită ($F_s = 1$), devine

$$\frac{\gamma H}{c'} = \frac{2 \sin \alpha \cos \varphi'}{\sin (\alpha - \beta) \sin (\beta - \varphi')}, \tag{4.259 a}$$

de unde rezultă înălțimea taluzului corespunzătoare echilibrului limită al rocilor, pentru cazurile în care $\beta < \alpha < 90°$:

$$H = \frac{2c'}{\gamma} \frac{\sin \alpha \cos \varphi'}{\sin (\alpha - \beta) \sin (\beta - \varphi')} \tag{4.260}$$

Pentru asigurarea stabilității taluzului această înălțime se calculează cu relația

$$H = \frac{2c'_n}{\gamma} \frac{\sin \alpha \cos \varphi'_n}{\sin (\alpha - \beta) \sin (\beta - \varphi'_n)}, \tag{4.261}$$

în care c'_n și φ'_n sînt rezultatul împărțirii la un coeficient de siguranță ($F_s > 1$) a valorilor coeziunii și coeficientului de frecare proprii suprafeței de discontinuitate.

Atunci cînd în partea superioară a taluzului se găsesc suprafețe de discontinuitate cu valori mai reduse ale caracteristicilor de rezistență decît ale celor care i-au determinat înălțimea, se produce desprinderea și năruirea spre bază a unor blocuri de rocă, transformînd linia AB a taluzului din figura 4.99 într-o linie frîntă (fig. 4.100).

Preîntîmpinarea acestui fenomen, care stă la originea multor avarii și a unor cheltuieli neeconomicoase impuse de evacuarea rocilor desprinse, se poate realiza prin consolidarea acestor părți din taluz sau prin executarea unor taluze convexe.

Avînd în vedere că prin realizarea unor înclinări mai mici la partea superioară se reduce greutatea zonei active a prismei de alunecare, procedeul care constă în mărirea gradului de stabilitate prin executarea de taluze convexe poate fi aplicat atît în roci omogene cît și în masivele afectate de suprafețe de discontinuitate. La înălțimi de taluz mai mari decît valoarea rezultată din calculele cu relația 4.261, trebuie redusă înclinarea proiectată pînă la o valoare pentru care în condițiile date i se asigură stabilitatea.

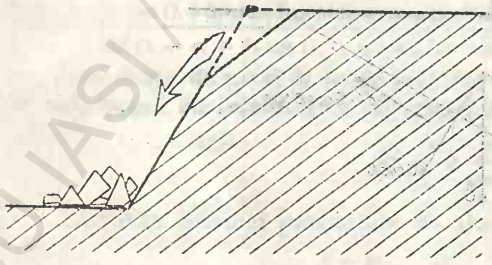


Fig. 4.100. Formarea unei linii de taluz convexe prin desprinderea și prăbușirea părții superioare a taluzului.

Determinarea înălțimii unui taluz avînd înclinarea egală cu aceea a suprafețelor de discontinuitate. În cazurile în care înclinarea taluzelor coincide cu aceea a suprafețelor de discontinuitate, iar valoarea acestora este mai mare decît aceea a unghiului realizat prin frecarea contactelor ($\alpha = \beta > \varphi' < \varphi$), depășirea unei anumite înălțimi atrage după sine surparea. Alunecarea

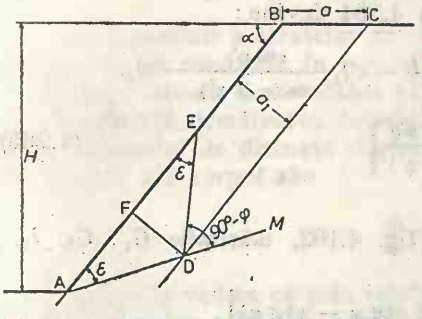


Fig. 4.101. Schemă cuprinzînd conturul prismei potenţiale de alunecare, într-un taluz avînd aceeaşi înclinare cu a suprafeţelor de discontinuitate.

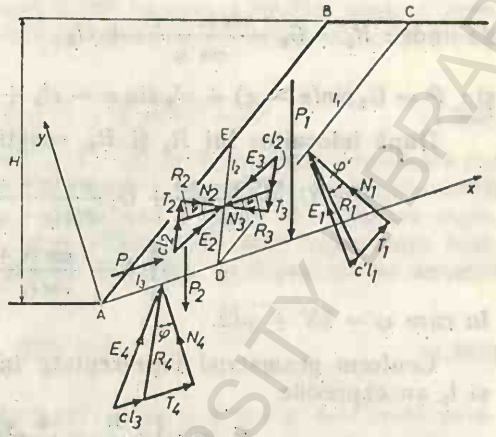


Fig. 4.102. Distribuţia tensiunilor în prisma potenţială de alunecare a taluzului afectat de suprafeţe de discontinuitate cu înclinare mare (după A. M. Mocialov 1975).

începe la partea superioară a taluzului, pe una din suprafeţele de discontinuitate (segmentul CD din suprafaţa de alunecare a taluzului reprezentat în fig. 4.101 şi 4.102) şi continuă spre bază prin forfecarea pachetelor de roci după o linie circulară reprezentînd arcul de cerc al segmentului AD.

Asupra zonei de presiune activă $BCDE$ acţionează în afară de greutatea proprie G_1, reacţia zonei de reazem E_2 şi reacţia pe contactul dintre pachetul de roci care se deplasează şi masivul stabil E_1.

Zona de reazem suportă, în afară de greutatea proprie, împingerea zonei active E_3 şi reacţia fundamentului E_4.

$$E_1 = N_1 + T + c'l_1 = R_1 + c'l_1$$
$$E_2 = N_2 + T_2 + cl_2 = R_2 + cl_2$$
$$E_3 = N_3 + T_3 + cl_2 = R_3 + cl_2$$
$$E_4 = N_4 + T_4 + cl_3 = R_4 + cl_3$$

Condiţiile de echilibru limită ale zonei de presiune activă, proiectate într-un sistem de coordonate $x-y$, pot fi scrise sub forma:

$$\Sigma_x = -G_1 \sin(\alpha - \varepsilon) + c'l_1 \cos\varepsilon + cl_2 \sin\varphi + R_2 - R_1 \sin(\varepsilon - \varphi') = 0$$

$$\Sigma_y = G_1 \cos(\alpha - \varepsilon) + c'l_1 \sin\varepsilon + cl_2 \cos\varphi + R_1 \cos(\varepsilon - \varphi') = 0$$

de unde: $$R_2 = G_1 \frac{\sin(\alpha - \varphi')}{\cos(\varepsilon - \varphi')} - c'l_1 \frac{\cos\varphi'}{\cos(\varepsilon - \varphi')} - cl_2 \frac{\cos(\varepsilon + \varphi')}{\cos(\varepsilon - \varphi')} \qquad (4.262)$$

Condiţiile de echilibru limită pentru zona AED din prisma de alunecare sînt în aceeaşi proiecţie egale cu:

$$\Sigma_x = -G_2 \sin(\alpha - \varepsilon) - cl_2 \sin\varphi + cl_3 - R_2 + R_4 \sin\varphi + P = 0$$

$$\Sigma_y = -G_2 \cos(\alpha - \varepsilon) - cl_2 \cos\varphi + R_4 \cos\varphi = 0$$

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

de unde: $R_4 = G_2 \dfrac{\cos(\alpha - \varepsilon)}{\cos \varphi} + cl_2$ (4.263)

și: $P = G_2 \sin(\alpha - \varepsilon) + cl_2 \sin \varphi - cl_3 + R_2 - R_4 \sin \varphi$ (4.264)

După înlocuirea lui R_2 și R_4, ecuația 4.264 devine:

$$P = G_2 \frac{\sin(\alpha - \omega)}{\cos \varphi} + G_1 \frac{\sin(\alpha - \varphi')}{\cos(\varepsilon - \varphi')} - c' l_1 \frac{\cos \varphi'}{\cos(\varepsilon - \varphi')} - cl_2 \cdot \left[1 + \frac{\cos(\varepsilon + \varphi')}{\cos(\varepsilon - \varphi')}\right] \quad (4.265)$$

în care $\omega = 45° + \varphi/2$.

Conform geometriei reprezentate în fig. 4.102, mărimile G_1, G_2, l_1, și l_3 au expresiile

$$G_1 = \gamma \left[a \frac{H}{\sin\alpha} - \frac{1}{2} a^2 (3 \operatorname{ctg} \varepsilon - \operatorname{ctg} \alpha)\right]$$

$$G_2 = \gamma a^2 \operatorname{ctg} \varepsilon$$

$$l_1 = \frac{H}{\sin \alpha} - a(\operatorname{ctg} \varepsilon - \operatorname{ctg} \alpha)$$

$$l_2 = l_3 = \frac{a}{\sin \varepsilon}$$

După înlocuirea acestor termeni în ecuația 4.265, forța P poate fi scrisă și sub forma

$$P = \gamma \frac{\sin(\alpha - \varphi')}{\sin \alpha \cos(\varepsilon - \varphi')} (-a^2 \cdot m - a \cdot n + a \cdot H - H o) \quad (4.266)$$

unde:

$$m = \frac{\sin \alpha}{\sin(\alpha - \varphi')} \left[\frac{1}{2} (3 \operatorname{ctg} \varepsilon - \operatorname{ctg} \alpha) \sin(\alpha - \varphi') + \frac{\operatorname{ctg} \varepsilon \cdot \cos(\alpha + \varepsilon) \cos(\varepsilon - \varphi')}{\cos \varphi}\right]$$

$$n = \frac{\sin \alpha}{\sin(\alpha - \varphi')} \left[\frac{2c}{\gamma} \cos \varphi' \operatorname{ctg} \varepsilon - \frac{c'}{\gamma} (\operatorname{ctg} \varepsilon - \operatorname{ctg} \alpha) \cos \varphi'\right]$$

$$o = \frac{c'}{\gamma} \frac{\cos \varphi'}{\sin(\alpha - \varphi')}$$

Pentru stabilirea corelației dintre înălțimea H și lățimea prismei probabile de alunecare a, corespunzători unei valori maxime a forței P și unei poziții în taluz a suprafeței de alunecare ce coincide cu linia de maximă tensiune se derivează ecuația 4.266 în raport cu a și se menține H = constant.

$$\frac{dP}{da} = \gamma \cdot \frac{\sin(\alpha - \varphi')}{\sin \varphi \cos(\varepsilon - \varphi')} (-2 \cdot a \cdot m - n + H) = 0$$

de unde rezultă că grosimea pachetelor de roci ce alunecă poate fi calculată cu relația

$$a = \frac{H - n}{2 \cdot m} \quad (4.267)$$

BCU IAȘI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Înlocuind acest termen în ecuația 4.266 pe care o egalăm apoi cu zero, se ajunge la relația de calcul a înălțimii taluzului stratificat în care $\alpha = \beta$ și $\beta > \varphi'$ și anume

$$H = (n + 2 \cdot m \cdot o) + \sqrt{(n + 2 \cdot m \cdot o)^2 - n^2} \qquad (4.268)$$

La o grosime a stratelor cu mult mai mare decît mărimea a rezultată din calcul sau în condițiile în care taluzul pentru care se determină parametrii se găsește într-un masiv slăbit printr-o falie sau o fisură cu extindere mare, se recomandă următoarea formulă, care reflectă mai bine dependența înălțimii taluzului de distanța dintre muchia taluzului și suprafața de minimă rezistență din corpul său

$$H = \frac{a(am + n)}{a - o} \qquad (4.269)$$

Avînd în vedere că prin relațiile 4.267, 4.268 și 4.269 se determină parametrii taluzelor aflate în echilibru limită, este necesar ca pentru păstrarea stabilității, caracteristicile de rezistență să fie mai întîi împărțite la un coeficient de siguranță și apoi să fie utilizate în calcule.

Determinarea înălțimii limită a unui taluz avînd înclinarea mai mică decît a suprafețelor de discontinuitate. În masivele stratificate, fisurate sau faliate, avînd căderea suprafețelor de discontinuitate spre partea excavată și înclinări mari mai decît înclinarea taluzului, suprafața de alunecare este formată dintr-o zonă plată, care coincide la partea superioară cu una din suprafețele de discontinuitate și continuă spre bază cu o suprafață curbilinie ce intersectează taluzul sub un unghi $\varepsilon = 45° - \varphi/2$.

La fel ca și în celelalte cazuri analizate, deformarea taluzului cu înclinare dată este determinată de înălțimea sa H și de grosimea complexului de roci care alunecă (fig. 4.103). În timpul alunecării, în afară de suprafața de alunecare CDA, în interiorul prismei se mai dezvoltă o suprafață circulară ED, care intersectează suprafața AD sub un unghi de $90° - \varphi$ iar la adîncimea de H_{90} sub limita taluzului face cu orizontala un unghi de $45° + \varphi/2$. Inter-

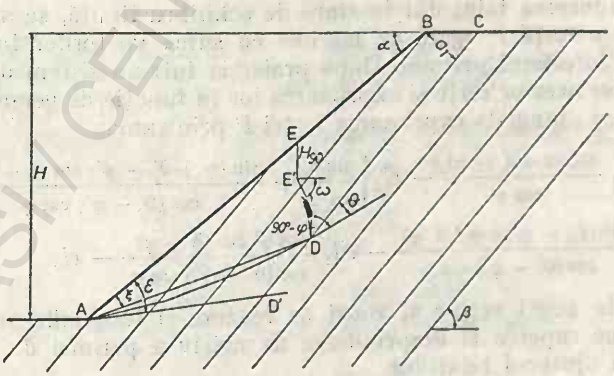


Fig. 4.103. Schema prismei potențiale de alunecare într-un taluz cu înclinarea mai mică decît înclinarea suprafețelor de discontinuitate.

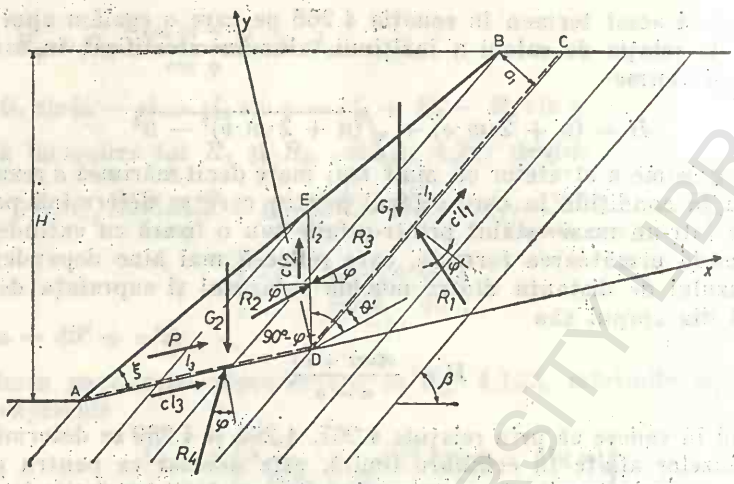


Fig. 4.104. Distribuția tensiunilor într-un taluz cu $\alpha < \beta$.

secția suprafeței circulare cu suprafața de discontinuitate pe care se produce alunecarea se face sub un unghi θ, a cărui valoare se calculează cu relația 4.225.

Unghiul de intersecție a coardei AD din fig. 4.103 cu linia taluzului se determină la rîndul său cu formula

$$\xi = \frac{\varepsilon + \theta' + \alpha - \beta}{2} \tag{4.270}$$

Pentru simplificarea calculelor, suprafața complexă $EE'D$ din fig. 4.103 este asimilată cu una plană ED [17].

Avînd în vedere valorile mari ale razei cercului ce trasează arcul de cerc AD, majoritatea autorilor consideră și această porțiune din suprafața de alunecare ca fiind plată (fig. 4.104).

Pentru aducerea taluzului în stare de echilibru limită, se aplică prismei de alunecare o forță P egală ca mărime cu suma vectorilor forțelor active și pasive din interiorul prismei. După proiecția într-un sistem de coordonate $x-y$, a tuturor acestor forțe și exprimarea lor în funcție de geometria prismei de alunecare se ajunge la exprimarea forței P prin suma

$$P = G_2 \frac{\sin(\alpha - \xi - \varphi)}{\cos\varphi} - cl_2\left[\frac{\sin\delta}{\cos\varphi} + \frac{\sin(\varphi + \theta' - \varphi')\cos(\delta + \varphi)}{\cos(\theta' - \varphi')\cos\varphi}\right] +$$

$$+ G_1 \frac{\sin(\beta - \varphi')\cos(+\varphi)}{\cos(\theta' - \varphi')\cos\varphi} - c'l_1 \frac{\cos\varphi'\cos(\delta + \varphi)}{\cos(\theta' - \varphi')\cos\varphi} - cl_3 \tag{4.271}$$

Greutățile zonei active și zonei de reazem și lungimile sectoarelor pe care se produc ruperea și desprinderea de masiv a prismei de alunecare se determină cu ajutorul relațiilor

$$G_1 = \frac{\gamma H}{\sin\beta}\left[1 - \frac{\sin(\beta - \alpha)\sin(\alpha - \xi)}{\sin\alpha\sin(\xi + \beta - \alpha)}\left(1 + \frac{\sin\beta\sin\xi\cos(\psi - \xi)}{\sin(\xi + \beta - \alpha)\sin(\alpha - \xi)\cos\psi}\right)\right]\times$$

BCU IAȘI · LUCIAN BLAGA UNIVERSITY LIBRARY

$$\times\left(\frac{1}{2}H\frac{\sin(\beta-\alpha)}{\sin\alpha}+a_1\right)-\gamma\frac{a_1^2}{2}\left(\frac{\sin(\alpha-\xi)}{\sin\beta\sin(\xi+\beta-\alpha)}+\frac{\sin\xi\cos(\psi-\xi)}{\sin^2(\xi+\beta-\alpha)\cos\psi}\right)$$

$$G_2=\gamma H\frac{\sin(\beta-\alpha)\cos(\psi-\xi)\sin\xi}{\sin\alpha\sin^2(\xi+\beta-\alpha)\cos\psi}\left(\frac{1}{2}H\frac{\sin(\beta-\alpha)}{\sin\alpha}+a_1\right)+$$

$$+\gamma\frac{a_1^2}{2}\frac{\cos(\psi-\xi)\sin\xi}{\sin^2(\xi+\beta-\alpha)\cos\psi}$$

$$l_1=\frac{H}{\sin\beta}-\frac{\sin(\alpha-\xi)}{\sin(\xi+\beta-\alpha)}\left(H\frac{\sin(\beta-\alpha)}{\sin\alpha\sin\beta}+\frac{a_1}{\sin\beta}\right)$$

$$l_2=\frac{\sin\beta\sin\xi}{\sin(\xi+\beta-\alpha)\cos\psi}\left(H\frac{\sin(\beta-\alpha)}{\sin\alpha\sin\beta}+\frac{a_1}{\sin\beta}\right)$$

$$l_3=\frac{\sin\beta}{\sin(\xi+\beta-\alpha)}\left(H\frac{\sin(\beta-\alpha)}{\sin\alpha\sin\beta}+\frac{a_1}{\sin\beta}\right)$$

Înlocuind în relaţia 4.271 termenii exprimaţi prin relaţiile de mai sus, obţinem

$$P=\gamma\left(-\frac{a_1^2}{2}\cdot m-a_1\cdot n+n+H\cdot a_1\cdot o-Hq+\frac{H^2}{2}\cdot p\right) \qquad (4.272)$$

în care :

$$m=\frac{1}{\cos\varphi\sin(\xi+\beta-\alpha)}\left[\frac{\sin(\beta-\varphi')\cos(\delta+\varphi)\sin(\alpha-\xi)}{\cos(\theta'-\varphi')\sin\beta}+\right.$$

$$\left.+\frac{\sin\xi\cos(\psi-\xi)}{\sin(\xi+\beta-\theta')\cos\psi}\cdot\left(\frac{\sin(\beta-\varphi')\cos(\delta+\varphi)}{\cos(\theta'-\varphi')}+\sin(\xi+\varphi-\alpha)\right)\right]$$

$$n=\frac{c}{\gamma}\cdot\frac{1}{\sin(\xi+\beta-\alpha)}\left[1+\frac{\sin\xi}{\cos\psi}\left(\frac{\sin\delta}{\cos\varphi}+\frac{\sin(\varphi+\theta'-\varphi')\cos(\delta+\varphi')}{\cos(\theta'-\varphi')\cos\varphi}\right)-\right.$$

$$\left.-\frac{c'}{c}\frac{\cos\varphi'\cos(\delta+\varphi)\sin(\alpha-\xi)}{\cos(\theta'-\varphi')\cos\varphi\sin\beta}\right]$$

$$o=\frac{\sin(\beta-\varphi')\cos(\delta+\varphi)}{\sin\beta\cos(\theta'-\varphi')\cos\varphi}\left[1-\frac{\sin(\beta-\alpha)}{\sin\alpha\sin(\xi+\beta-\alpha)}\left(\sin(\alpha-\xi)+\right.\right.$$

$$\left.\left.+\frac{\sin\beta\sin\xi\cos(\psi-\xi)}{\sin(\xi+\beta-\alpha)\cos\psi}\right)\right]-\frac{\sin(\beta-\alpha)\cos(\psi-\xi)\sin\xi\sin(\delta+\varphi-\alpha)}{\sin\alpha\sin^2(\xi+\beta-\alpha)\cos\psi\cos\varphi}$$

$$p=o\cdot\frac{\sin(\beta-\alpha)}{\sin\alpha}$$

$$q=n\cdot\frac{\sin(\beta-\alpha)}{\sin\alpha}+\frac{c'}{\gamma}\frac{\cos\varphi'\cos(\delta+\varphi)}{\cos(\theta'-\varphi')\cos\varphi\sin\beta}$$

$$\delta=\xi+\beta-\alpha-\theta'$$

$$\psi=\theta'+\varphi+\alpha-\beta$$

BCU IASI CENTRALA UNIVERSITY LIBRARY

Pentru stabilirea corelației dintre H și a_1 corespunzătoare tensiunilor din care rezultă o forță P cu valoare maximă, ecuația 3.27 se diferențiază în raport cu a_1 și obținem :

$$\frac{dP}{da_1} = \gamma(-a_1 \cdot m - n + H \cdot o) = 0$$

din care rezultă că $a_1 = \frac{H \cdot o - n}{m}$ (4.273)

Se înlocuiește această valoare în ecuația 4.272 și se anulează mărimea forței P, pentru aducerea taluzului în condiția de echilibru limită, adică

$$H^2(o^2 + m \cdot p) - 2H(n \cdot o + m \cdot q) + n^2 = 0, \quad (4.274)$$

de unde rezultă formula de calcul a înălțimii limită a taluzului, pentru o grosime maximă a prismei de alunecare [20]

$$H = \frac{(n \cdot o + m \cdot q) + \sqrt{(n \cdot o + m \cdot q)^2 - (o^2 + m \cdot p)n^2}}{o^2 + m \cdot p}, \quad (4.275)$$

relație care dă o rezolvare finală în cazul unui masiv intens stratificat și cu grosimi de strat mai mici decît a_1.

Diferențiind ecuația 4.272 în raport cu înălțimea H se obține însă cea mai generală dependență a înălțimii de grosimea prismei de alunecare, a_1. În condiții de maxim cînd $P = f(H)$, avem :

$$\frac{dP}{dH} = \gamma(a_1 \cdot o - q + H \cdot p) = 0$$

de unde $H = \frac{q - a_1 \cdot o}{p}$ (4.276)

După înlocuirea acestui termen în ecuația 4.272 în condițiile echilibrului limită, înălțimea limită a taluzului afectat de suprafețe de discontinuitate situate la o distanță de muchia taluzului diferită de a_1 se determină cu relația

$$H = \frac{(q - a_1 \cdot o) + \sqrt{(q - a_1 o)^2 + a_1 p(a_1 m + 2n)}}{p}, \quad (4.277)$$

în care termenii au semnificațiile cunoscute.

Verificarea gradului de stabilitate a unuitaluz afectat de suprafețe de discontinuitate cu înclinare mare. Verificarea stabilității unui taluz cu geometrie dată, într-un masiv afectat de suprafețe de discontinuitate cu înclinare mare se face prin determinarea mărimii coeficientului de siguranță. Pentru calcularea acestuia, este necesar ca pe profilul geologic al taluzului să se traseze suprafața potențială de alunecare, suprafață care coincide la partea superioară cu o suprafață de discontinuitate și traversează la bază masivul de roci pînă intersectează taluzul cu un unghi $\varepsilon = 45 - \varphi/2$. Se determină mărimea forțelor active și de reazem atît pentru zona de împingere $BCDE$ din figura 4.105, cît și pentru zona de reazem BDE.

BCU IAȘI - CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

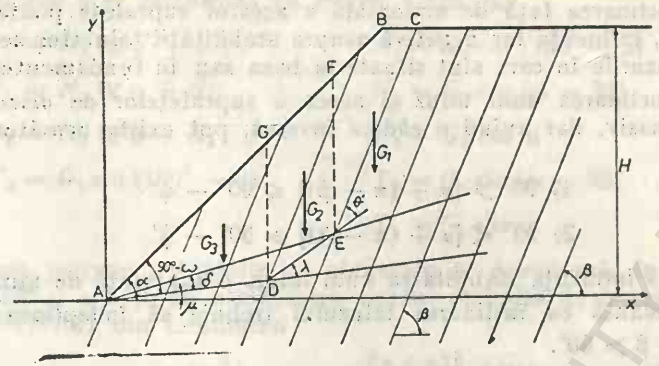


Fig. 4.105. Schema prismei potențiale de alunecare într-un taluz cu $\alpha < B$.

Coeficientul de siguranță se calculează cu relația

$$F_s = \frac{P_1 \cos\theta' + (T_1 - P_1)\sin\theta' \operatorname{tg}\varphi + P_2 + P_3 \cos\lambda + (P_3 - T_3)\sin\lambda \operatorname{tg}\varphi}{T_1 \cos\theta' + T_2 + T_3 \cos\lambda} \qquad (4.278)$$

în care unghiul θ' se determină cu relația 4.226 iar

$$P_1 = N_1 \operatorname{tg}\varphi' + c'l_1 \qquad N_1 = G_1 \cos\beta$$

$$P_2 = N_2 \operatorname{tg}\varphi + cl_2 \qquad N_2 = G_2 \cos(\lambda + \mu)$$

$$P_3 = N_3 \operatorname{tg}\varphi + cl_3 \qquad N_3 = G_3 \cos\mu$$

$$T_1 = G_1 \sin\beta$$

$$T_2 = G_2 \sin(\lambda + \mu)$$

$$T_3 = G_3 \sin\mu$$

Lățimea prismei potențiale de alunecare se determină prin calcule succesive, adoptînd pentru segmentul BC din fig. 4.105 diferite valori.

Reprezentînd într-un sistem de coordonate $x-y$, corelația dintre coeficientul de siguranță F_s și lățimea bermei de siguranță a se obține locul de intersecție al curbei cu paralela ce reprezintă coeficientul de siguranță corespunzător echilibrului limită ($F_s = 1{,}0$).

4.2.2.3. Taluze în masive afectate de suprafețe de discontinuitate având înclinarea mai mare de 80° (Grupa III)

Verificarea stabilității unui taluz afectat de suprafețe de discontinuitate cu înclinarea inversă. În cazul masivelor afectate de suprafețe de discontinuitate cu înclinarea cuprinsă între 80° și 90°, problemele de stabilitate a taluzelor se rezolvă cu metodologia și tehnicile de calcul utilizate în cazul taluzelor formate în masive omogene, influența valorilor reduse ale caracteristicilor de rezistență de pe suprafețele de contact fiind minimă sau nulă.

BCU CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Cum înclinarea față de orizontală a acestor suprafețe poate fi și mai mare de 90°, influența lor negativă asupra stabilității taluzelor se manifestă numai în cazurile în care sînt situate la baza sau în fundamentul acestora.

Între înclinarea unui taluz și aceea a suprafețelor de discontinuitate situate în masiv, dar avînd o cădere inversă, pot exista următoarele două situații:

$$1)\ 90° > [\alpha + (\pi - \beta)] \leqslant 90° - \psi'$$

$$2)\ 90° < [\alpha + (\pi - \beta)] \geqslant 90° - \psi'$$

Pentru a influența stabilitatea unui taluz, o suprafață de minimă rezistență discordantă cu înclinarea taluzului trebuie să îndeplinească prima condiție, iar $\beta > 80°$.

În cazul unor astfel de situații, suprafața de alunecare are o porțiune aproximativ circulară între punctele DIF sau $D'I'F$ și coincide cu suprafața de discontinuitate între punctele AD sau AD' din fig. 4.106.

Construcția grafică a prismei de alunecare urmează același curs ca și în cazurile care se încadrează în grupa I. Zona de reazem este compusă în acest caz, dintr-o parte care se reazemă pe porțiunea din suprafața de alunecare cuprinsă între punctele ID avînd o poziție conformă cu linia taluzului care se reazemă cu planul AD avînd o poziție transversală față de direcția de împingere a forțelor active.

Gradul de stabilitate a unui astfel de taluz se verifică prin calcularea coeficientului de siguranță cu ajutorul relației

$$F_s = \frac{P_1 + T_1 + [P_2 + P_3 \cos 2\delta + (T_3 - P_3) \sin 2\delta \operatorname{tg} \varphi] \cos \theta}{(T_2 + T_3 \cos 2\delta) \cos \theta} +$$

$$+ \frac{[T_2 + T_3 \cos 2\delta - P_2 - P_3 \cos 2\delta - (T_3 - P_3) \sin 2\delta \operatorname{tg} \varphi] \sin \theta \operatorname{tg} \varphi'}{(T_2 + T_3 \cos 2\delta) \cos \theta} \quad (4.279)$$

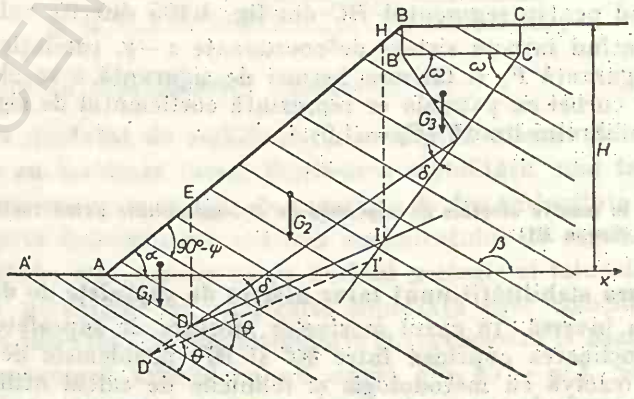


Fig. 4.106. Conturul prismei de alunecare într-un taluz afectat de suprafețe de minimă rezistență, neconforme cu suprafața taluzului.

BCU IAȘI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

în care unghiul θ se calculează cu relaţia 4.223, iar

$$P_1 = N_1 \operatorname{tg} \varphi' + c'l_1 \qquad N_1 = G_1 \cos (180° - \beta)$$

$$P_2 = N_2 \operatorname{tg} \varphi + cl_2 \qquad N_2 = G_2 \cos (\omega - 2\delta)$$

$$P_3 = N_3 \operatorname{tg} \varphi + cl_3 \qquad N_3 = G_3 \cos \omega$$

$$T_1 = G_1 \sin (180° - \beta) \qquad T_2 = G_2 \sin (\omega - 2\delta)$$

$$T_3 = G_3 \sin \omega$$

Lăţimea prismei potenţiale de alunecare se calculează, în cazurile în care $\varphi > 13°$ şi $\alpha > \beta$, cu următoarea relaţie, stabilită de cercetătorii de la Institutul VNIMI din Leningrad:

$$a = \frac{2H\left[1 - \operatorname{ctg}\alpha \cdot \operatorname{tg}\left(\frac{\alpha + \varphi}{2}\right)\right] - 2H_0}{\operatorname{ctg}\varepsilon + \operatorname{tg}\left(\frac{\alpha + \varphi}{2}\right)}, \tag{4.280}$$

relaţie care poate fi aplicată şi în cazul masivelor de roci omogene.

Echilibrul unui taluz pe o suprafaţă potenţială de alunecare alcătuită din linii frînte. O suprafaţă de alunecare poate rezulta şi din intersectarea unor suprafeţe plane de discontinuitate, formate din falii, sisteme de fisuraţie cu extindere mare, sau combinări ale acestora cu suprafeţele de stratificaţie, şistuozitate, contacte între formaţiuni etc. Asemenea situaţii pot fi întîlnite atît în taluzele carierelor şi în versanţi, dar mai ales în fundamentul haldelor şi a altor depozite de suprafaţă aşezate pe terenuri accidentate.

Principala problemă care asigură succesul verificării stabilităţii unui astfel de taluz o constituie identificarea geometriei diverselor porţiuni din suprafaţa de alunecare, lucrare care se realizează prin intermediul unei reţele corespunzătoare de foraje sau prin dezveliri executate în şanţuri şi puţuri. În cazul fundamentelor de haldă, determinarea acestor elemente se realizează prin ridicări şi măsurători topografice.

Prisma de alunecare este împărţită în fîşii verticale avînd lungimea egală cu aceea a dreptelor care alcătuiesc linia frîntă din fundament (fig. 4.107).

Asupra fiecărei fîşii cu lăţime l_i din prisma de alunecare acţionează în afară de greutatea proprie G_i, forţa de împingere exercitată de fîşia din amonte şi forţa de reazem exercitată de fîşia situată în aval.

Condiţia de echilibru limită a primei fîşii din fig. 4.107 este exprimată de ecuaţia

$$E_1 + G_1 \cos \beta_1 \operatorname{tg} \varphi' + c'l_1 - G_1 \sin \beta_1 = 0, \tag{4.281}$$

din care se obţine valoarea forţei cu care această fîşie presează asupra fîşiei următoare, adică

$$E_1 = G_1 \sin \beta_1 - G_1 \cos \beta_1 \operatorname{tg} \varphi' - c'l_1 \tag{4.282}$$

La rîndul său, fîşia doi caracterizată nu numai printr-o altă geometrie, dar şi printr-o înclinare diferită a suprafeţei de alunecare, preia această împingere, pe care o anulează sau o adaugă la presiunea cu care apasă asupra fîşiei *3*, ciclu care se repetă cu fiecare fîşie pînă la baza taluzului.

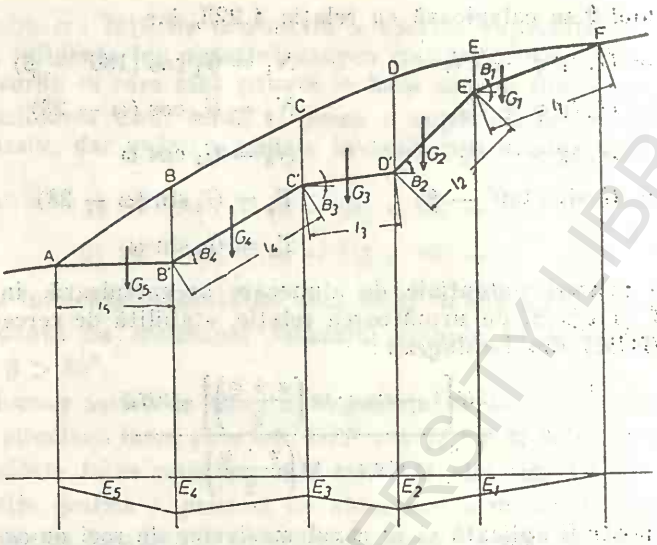


Fig. 4.107. Suprafață de alunecare formată din însumarea mai multor plane cu înclinări diferite.

Forma generală de calcul a acestei forțe, este

$$E_i = G_i \sin \beta_i - G_i \cos \beta_i \operatorname{tg} \varphi' - c' l_1 + E_{i-1} \sin \beta_i \qquad (4.283)$$

Pentru determinarea mărimii coeficientului de stabilitate a întregului taluz se face însumarea forțelor care se opun alunecării, valoare care se raportează la suma forțelor care tind să scoată taluzul din echilibru.

În cazul unui coeficient de siguranță subunitar, la baza taluzului, deci la extremitatea din aval a ultimei fîșii, rezultă o forță de împingere a cărei valoare poate fi anulată numai de o forță de reazem cu o valoare cel puțin egală.

4.2.3. Verificarea stabilității unui taluz prin metoda elementelor finite

Ca urmare a realizărilor la care s-a ajuns în domeniul calculatoarelor numerice, o largă răspîndire la rezolvarea problemelor privind starea de eforturi și deformații din masivele de roci a luat-o metoda elementelor finite (R.W. Clough, 1965, O. C. Zienkiewicz și Y. K. Cheung, 1967).

Principiul metodei constă într-o aproximare de natură fizică care se bazează pe ideea că analiza unei structuri continui poate fi realizată și pe un model al acesteia obținut prin descompunerea lui într-un număr finit de părți componente mici, legate între ele printr-un număr finit de puncte. Părțile componente rezultate din descompunerea după anumite legi a structurii continui sînt numite *elemente finite* iar punctele lor de intersecție, *noduri*.

BCU CLUJ CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Fiind o metodă numerică, metoda elementelor finite se bazează pe minimizarea numerică a unei integrale de energie. În formă variațională, aceasta este echivalentă cu soluționarea ecuației

$$\Delta\int_V f(X)\cdot dV = 0 \tag{4.284}$$

pentru cantitățile necunoscute X, unde $f(X)$ este o funcție cunoscută de X.

Domeniul de integrare V este limitat la un domeniu finit și discretizat în n elemente finite, cu proprietăți fizice corespunzător definite, ceea ce face ca integrala să fie mai departe egală cu suma

$$\int_V f(X)\cdot dV = \sum_{i=1}^{n}\{\int_{V_i} f(X)\cdot dV_i\} \tag{4.285}$$

Dependența spațială a lui X este caracterizată de valorile X_j într-un număr finit de noduri. Cantitățile necunoscute X_j formează un sistem de m variabile independente (m = numărul de noduri). Integrala funcției $f(X)$ pe fiecare element este calculată presupunînd o formă funcțională pentru X în cadrul fiecărui element, în scopul calculării aproximative a integralei. Dacă X_{i1}, $X_{i2}\ldots$ sînt valorile lui X în nodurile elementului i, integrala se exprimă în funcție de aceste valori:

$$\int_{V_i} f(X)\cdot dV_i \cong g_i\cdot(X_{i1},\ X_{i2}\ldots) \tag{4.286}$$

Suma tuturor integralelor pe elemente ne dă o aproximație pentru integrala totală:

$$\int_V f(X)\cdot dV = \sum_{i=1}^{n}\{\int_{V_i} f(X)\cdot dV_i\} \approx \sum_{i=1}^{n} g(X_{i1},\ X_{i2}\ldots) = G(X_1,\ X_2\ldots X_m) \tag{4.287}$$

Diferențiind și egalînd cu zero, $\Delta G(X_1,\ X_2\ldots X_m) = 0$

rezultă $\dfrac{\partial G}{\partial X_1} = 0;\ \dfrac{\partial G}{\partial X_2} = 0\ldots,\ \dfrac{\partial G}{\partial X_m} = 0$

un sistem de m ecuații cu m necunoscute.

În practică ecuația se obține diferențiind întîi integralele pentru fiecare element și apoi efectuînd însumarea lor:

$$\frac{\partial G}{\partial X_i} = \sum_{i=1}^{n}\left(\frac{\partial g}{\partial X_i}\right) = 0 \tag{4.288}$$

Sistemul de ecuații rezultat poate fi scris și matricial sub forma:

$$\{S\} = [T]\cdot\{X\} \tag{4.289}$$

În cazul analizei cîmpului de eforturi, metoda prezintă analogii cu metodele din statica matricială. Din această cauză, problema este considerată ca fiind o problemă de statică a mediului continuu și la fel ca în statică poate fi rezolvată prin metoda eforturilor sau a deplasărilor.

BIBLIOTECA UNIVERSITARĂ

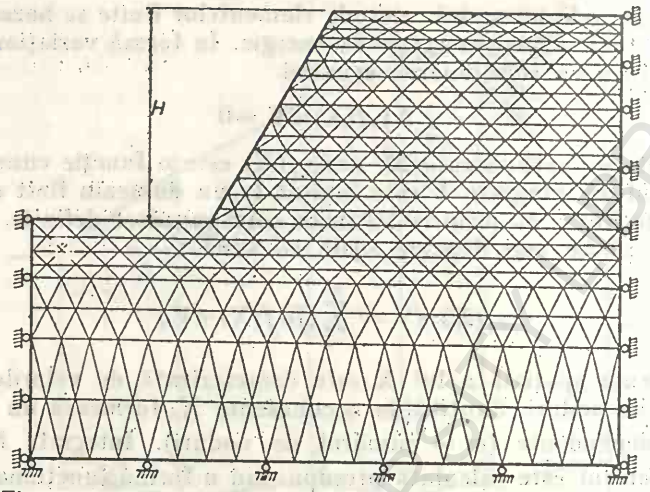


Fig. 4.108. Reprezentarea masivului de roci printr-o rețea de elemente discrete interconectate în vîrfuri.

Determinarea prin metodă elementelor finite a stării de eforturi dintr-un taluz și verificarea gradului de stabilitate a acestuia se poate realiza acceptînd ipoteza că în interiorul masivului deformările se produc numai în plan. Mediul continuu reprezentat de masivul de roci în care este format taluzul este împărțit, pentru calcule, într-o rețea deasă alcătuită dintr-un ansamblu de elemente discrete interconectate în vîrfuri (fig. 4.108).

Pentru a putea descrie orice formă geometrică, în probleme de stabilitate se recomandă ca forma elementelor din rețea să fie triunghiulară. Întrucît dimensiunile acestor triunghiuri pot fi variabile, pe lîngă încadrarea lor în orice formă geometrică a ansamblului rețelei, este posibilă realizarea de la început a unei îndesiri în zonele de concentrare a eforturilor.

Rigiditatea structurii $[K]$ se obține din suprapunerea coeficienților de rigiditate și a elementelor individuale aflate în contact în noduri.

Ecuația de echilibru care exprimă în plan relația dintre forțele aplicate în noduri $\{\sigma\}$ și deplasările nodale $\{\varepsilon\}$ pentru întreaga structură este

$$\{\bar{\sigma}\} = [K]\{\varepsilon\} \tag{4.290}$$

în care $\{\sigma\} = \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_{xy} \end{Bmatrix}$, $\{\varepsilon\} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix}$

Rigiditatea $[K]$ determină legătura dintre eforturi și deformații și este, în cazul unui mediu elastic, omogen și izotrop, de forma:

— pentru tensiuni:

$$[K] = \frac{E}{1-\mu^2}\begin{bmatrix} 1 & \mu & 0 \\ \mu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \dfrac{1-\mu}{2} \end{bmatrix} \tag{4.291}$$

în care : E este modulul de elasticitate, iar μ — coeficientul lui Poisson

— pentru deformaţii :

$$[K] = \begin{bmatrix} \lambda + 2G & \lambda & 0 \\ \lambda & \lambda + 2G & 0 \\ 0 & 0 & G \end{bmatrix} \tag{4.292}$$

unde : $\lambda = \dfrac{E \cdot \mu}{(1+\mu)(1-2\mu)}$ (4.293)

$$G = \frac{E}{2(1+\mu)} \tag{4.294}$$

Valorile componentelor în plan ale tensiunii se determină cu relaţiile :

— pentru starea de tensiune plană :

$$\sigma_x = \frac{E}{1-\mu}(\varepsilon_x + \mu\varepsilon_y) \tag{4.295}$$

$$\sigma_y = \frac{E}{1-\mu}(\varepsilon_y + \mu\varepsilon_x) \tag{4.296}$$

$$\tau_{xy} = \frac{E}{2(1+\mu)}\gamma_{xy} \tag{4.297}$$

— pentru starea de deformaţie plană :

$$\sigma_x = \frac{E}{(1+\mu)(1-2\mu)}[(1-\mu)\varepsilon_x + \mu\varepsilon_y] \tag{4.298}$$

$$\sigma_y = \frac{E}{(1+\mu)(1-2\mu)}[(1-\mu)\varepsilon_y + \mu\varepsilon_x] \tag{4.299}$$

$$\tau_{xy} = \frac{E}{2(1+\mu)}\gamma_{xy} \tag{4.300}$$

Aşa după cum se ştie, anizotropia masivelor de roci este determinată în principal de către structurile şistoase, de suprafeţele de stratificaţie sau de contact dintre formaţiuni şi de diversele sisteme de fisuraţie.

Dacă într-un masiv de roci stîncoase se imaginează un plan paralel cu stratificaţie sau cu un sistem dominant de fisuri, proprietăţile de deformare ale rocilor pe oricare paralelă situată în acel plan sînt de regulă suficient de apropiate şi se deosebesc considerabil de cele determinate pentru direcţia perpendiculară. Din acest motiv, atît rigiditatea cît şi mărimea tensiunilor principale sînt diferite.

Cum în cazul izotropiei transversale (fig. 4.109) aceasta poate avea o orientare

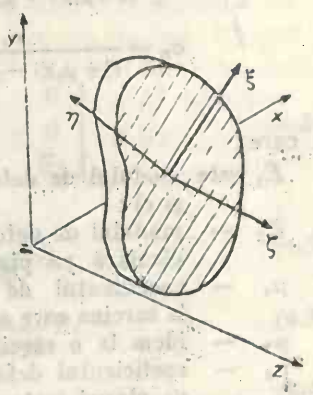


Fig. 4.109. Izotropie transversală.

arbitrară, în raport cu coordonatele globale ale axelor X și Y, tensiunile se determină într-un sistem local de coordonate $\xi-\eta$ a cărui axă ξ se ia paralelă cu planul izotropiei.

$$\sigma = \begin{Bmatrix} \sigma_\xi \\ \sigma_\eta \\ \tau_{\xi\eta} \end{Bmatrix}, \quad \{\varepsilon\} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_\xi \\ \varepsilon_\eta \\ \gamma_{\xi\eta} \end{Bmatrix}$$

$$[K_\perp] = \frac{E_1}{(1+\mu_1)(1-\mu_1-2n\mu_2^2)} \begin{bmatrix} 1-n\mu_2^2 & \mu_2(1+\mu_1) & 0 \\ \mu_2(1-\mu_1) & \dfrac{1-\mu_1^2}{n} & 0 \\ 0 & 0 & G_2\dfrac{(1+\mu_1)(1-\mu_1-2n\mu_2^2)}{E} \end{bmatrix} \tag{4.301}$$

sau într-o formă prescurtată:

$$[K_\perp] = \begin{bmatrix} A_\perp & \lambda_\perp & 0 \\ \lambda_\perp & C_\perp & 0 \\ 0 & 0 & G_\perp \end{bmatrix} \tag{4.302}$$

în care: $A_\perp = \dfrac{1-n\mu_2^2}{(1+\mu_1)(1-\mu_1-2n\mu_2^2)} E_1$ (4.303)

$$\lambda_\perp = \frac{\mu_2}{1-\mu_1-2n\mu_2^2} E_1 \tag{4.304}$$

$$C_\perp = \frac{1-\mu_1}{n(1-\mu_1-2n\mu_3)} E_1 \tag{4.305}$$

$$G_\perp = G_2$$

Pentru acest caz, mărimea tensiunilor principale se calculează cu relațiile

$$\sigma_\xi = \frac{E_1}{(1+\mu_1)(1-\mu_1-2n\mu_2^2)}[(1-n\mu_2^2)\varepsilon_\xi + \mu_2(1+\mu_1)\varepsilon_\eta] \tag{4.306}$$

$$\sigma_\eta = \frac{E_1}{(1+\mu_1)(1-\mu_1-2n\mu_2^2)}\left[\mu_2(1+\mu_1)\varepsilon_\xi + \frac{1-\mu_2^2}{n}\varepsilon_\eta\right] \tag{4.307}$$

$$\tau_{\rho n} = G_2\gamma_{\xi\eta} \tag{4.308}$$

în care:

E_1 este modulul de deformație a rocii în planul izotropiei (fig. 4.110 *b* și *c*);

E_2 — modulul de deformație a rocii, determinat pe o direcție perpendiculară pe planul izotropiei (fig. 4.110-2);

μ_1 — coeficientul de deformație transversală în planul izotropiei la sarcina care acționează în același plan (fig. 4.110-*b*);

μ_2 — idem la o sarcină aplicată perpendicular pe planul izotropiei;

μ_3 — coeficientul deformației transversale în direcția perpendiculară pe planul izotropiei, determinat pentru sarcina care acționează în acel plan.

BCU IAȘI CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

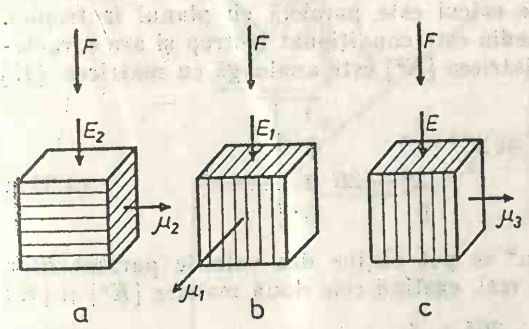


Fig. 4.110. Legăturile posibile dintre solicitări, deformații și planul de izotropie al rocilor.

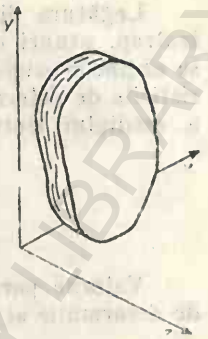


Fig. 4.111. Secțiune de calcul paralelă cu planul izotropiei.

Pentru secțiunile de calcul paralele cu planul izotropiei (fig. 4.111) mărimea tensiunilor principale se obține cu relațiile:

$$\sigma_x = \frac{E_1}{(1\mu_1)(1-\mu_1-2n\mu_2^2)}[(1-n\mu_2^2)\varepsilon_x + (\mu_1+n\mu_2^2)\varepsilon_y] \tag{4.309}$$

$$\sigma_y = \frac{E_1}{(1+\mu_1)(1-\mu_1-2n\mu_2^2)}[(\mu_1+n\mu_2^2)\varepsilon_x + (1-n\mu_2^2)\varepsilon_y] \tag{4.310}$$

$$\tau_{xy} = \frac{E_1}{2(1-\mu_1)}\gamma_{xy} \tag{4.311}$$

Matricea de rigiditate $[K_{||}]$ este egală cu:

$$[K_{||}] = \frac{E_1}{(1+\mu)(1-\mu_1-2n\mu_2^2)}\begin{bmatrix} 1-n\mu_1 & \mu_1+n\mu_2^2 & 0 \\ \mu_1+n\mu_2^2 & 1-n\mu_2^2 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\mu_1-2n\mu_2^2}{2} \end{bmatrix} \tag{4.312}$$

sau în formă prescurtată:

$$[K_{||}] = \begin{bmatrix} A_{||} & \lambda_{||} & 0 \\ \lambda_{||} & A_{||} & 0 \\ 0 & 0 & G_{||} \end{bmatrix} \tag{4.313}$$

unde:

$$A_{||} = \frac{1-n\mu_2^2}{(1+\mu_1)(1-\mu_1-2n\mu_2^2)}E_1 \tag{4.314}$$

$$\lambda_{||} = \frac{\mu_1+n\mu_2^2}{(1+\mu_1)(1-\mu_1-2n\mu_2^2)}E_1 \tag{4.315}$$

$$G_{||} = \frac{E_1}{2(1-\mu_1)} \tag{4.316}$$

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Legătura dintre tensiuni și deformația relativă în mediul transversal izotrop, atunci cînd secțiunea de calcul este paralelă cu planul izotropiei, se obține presupunînd că acest mediu este condiționat izotrop și are caracteristicile de deformație E^x și μ^x. Matricea $[K^x]$ este analoagă cu matricea $[K]$ a mediului izotrop:

$$[K^x] = \begin{bmatrix} \lambda^x + 2G^x & \lambda^x & 0 \\ \lambda^x & \lambda^x + 2G & 0 \\ 0 & 0 & G^x \end{bmatrix} \tag{4.317}$$

Valorile parametrilor E^x și μ^x se pot obține din valorile parametrilor de deformație ai mediului izotrop real, egalînd cele două matrice $[K^x]$ și $[K]$

$$\lambda^x + 2G^x = A \tag{4.318}$$

$$\lambda^x = \lambda_{||} \tag{4.319}$$

egalități din care rezultă:

$$E^x = E_1 \frac{1 + 2\mu_1 + n\mu_2^2}{(1 + \mu_1)^2} \tag{4.320}$$

$$\mu^x = \frac{\mu_1 + n\mu_2^2}{1 + \mu_1} \tag{4.321}$$

$$G^x = \frac{E^x}{2(1 + \mu^x)} = \frac{E_1(1 + 2\mu_1 + n\mu_2^2)}{2(1 + \mu_1)^2\left(1 + \frac{\mu_1 + n\mu_2^2}{1 + \mu_1}\right)} = \frac{E_1}{2(1 + \mu_1)} = G \tag{4.322}$$

După determinarea valorilor tensiunilor principale în fiecare nod al rețelei, operație care poate fi făcută numai de un calculator, se trece la determinarea valorilor eforturilor normale σ_n și tangențiale τ_{nm} din lungul suprafeței potențiale de alunecare. Suprafața de alunecare coincide cu linia tensiunilor maxime și pentru determinarea ei calculatorul trebuie să fie programat în acest scop, sau această suprafață poate fi aproximată prin intermediul unui procedeu analitic sau grafo-analitic, deja cunoscut. Pentru determinarea tensiunilor normale și tangențiale, suprafața de alunecare (fig. 4.112) se împarte într-un număr nedefinit de segmente avînd aceeași lungime și înclinate față de verticală cu un unghi variabil β_i.

Mărimea tensiunilor verticale, orizontale și tangențiale din punctul O, situat în mijlocul segmentului AB de pe suprafața de alunecare, se calculează prin interpolare pornind de la starea de eforturi existentă în elementele învecinate.

În orice punct de pe suprafață de alunecare, tensiunile normale și tangențiale sînt egale cu expresiile

$$\sigma_n = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} - \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\cos 2\beta + \tau_{xy}\sin 2\beta \tag{4.323}$$

$$\tau_{nm} = \tau_{xy}\cos 2\beta - \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\ \text{in}\ 2\beta. \tag{4.324}$$

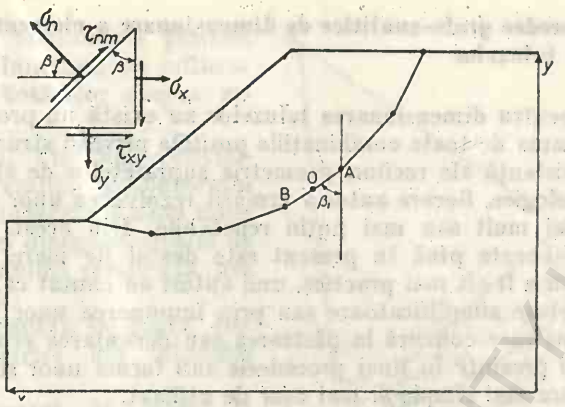


Fig. 4.112. Împărțirea suprafețelor de alunecare în segmente și modul de distribuire a tensiunilor.

Avînd de acum la dispoziție valorile efortului normal calculat σ_n cît și ale coeziunii și unghiului de frecare internă ale rocilor care alcătuiesc taluzul, se determină, cu ajutorul unuia din criteriile de rupere a rocilor, mărimea efortului tangențial τ_r care este egal cu rezistența la forfecare a rocii corespunzătoare fiecărui punct din lungul suprafeței de alunecare. După criteriul lui Coulomb $\tau_r = c + \sigma_n \operatorname{tg} \varphi$.

Forța totală de rezistență se determină prin integrarea tuturor eforturilor tangențiale din lungul suprafeței de alunecare. Cunoscînd posibilitățile de rezistență ale rocilor și mărimea tensiunilor tangențiale ce se dezvoltă în masiv pe suprafața potențială de alunecare, coeficientul de siguranță al taluzului se determină cu relația

$$F_s = \frac{\int (c + \sigma_n \operatorname{tg} \varphi) \cdot dl}{\int \tau_{nm} \cdot dl} \tag{4.325}$$

în care dl este lungimea segmentului infinit de mic din lungul suprafeței de alunecare.

În calculele de stabilitate efectuate cu metoda elementelor finite se poate ține seama și de alte influențe decît cele avute în vedere în prezentarea de față. De exemplu, pot fi luate în calcul șocurile seismice, încărcăturile suplimentare de pe taluz sau de pe berma superioară, presiunea apei din pori etc. Calculele pot fi efectuate nu numai pentru comportări din domeniul elastic, ci și pentru roci cu comportare elasto-plastică sau visco-elasto-plastică

Studiile comparative efectuate de cercetători de la Denver Mining Research Center (1970) și de alți specialiști, au ajuns la concluzia că mărimea raportului dintre forțele care tind să păstreze stabilitatea unui taluz și cele care acționează pentru scoaterea lui din echilibru depinde și de proprietățile elastice și de deformație ale rocilor. Valoarea acestora trebuie mai riguros determinată în cazul masivelor de roci neomogene, întrucît metoda ține seama de diferența de comportament la solicitări a diferitelor formațiuni sau strate din masivul de roci.

4.2.4. Procedee grafo-analitice de dimensionare a elementelor geometrice ale taluzelor

Întrucît pentru dimensionarea taluzelor nu există un procedeu universal care să țină seama de toate combinațiile posibile privind structura și caracteristicile de rezistență ale rocilor, geometria suprafețelor de alunecare și condițiile hidrogeologice, fiecare autor a urmărit rezolvarea unor cazuri concrete, cu condiții mai mult sau mai puțin repetabile. Din acest motiv numărul procedeelor elaborate pînă în prezent este destul de mare și în continuă creștere. Pentru a fi cît mai practice, unii autori au căutat ca, pe lîngă adoptarea unor ipoteze simplificatoare sau prin impunerea unor limitări privind gama de factori care concură la păstrarea sau deranjarea echilibrului rocilor în taluze, să-și prezinte în final procedeele sub forma unor scheme și grafice care mai de care mai simple și mai ușor de utilizat.

Din această mulțime am selecționat, pentru a le recomanda spre utilizare un număr de șase procedee grafo-analitice, elaborate de reputați specialiști în probleme de stabilitate a taluzelor.

1. Cea mai mare parte din metodele inginerești de dimensionare a elementelor geometrice ale taluzelor alcătuite din roci omogene se bazează pe ipoteza echilibrului limită a rocilor aflate în partea de masiv situată deasupra unei suprafețe de alunecare avînd o formă circular-cilindrică. Suprapunerea conturului unei astfel de suprafețe peste liniile reprezentînd tensiunile maxime principale determinate după teoria stării de tensiune limită, elaborată de V. V. Sokolovski, deși indică o oarecare neconcordanță (fig. 4.113), care practic

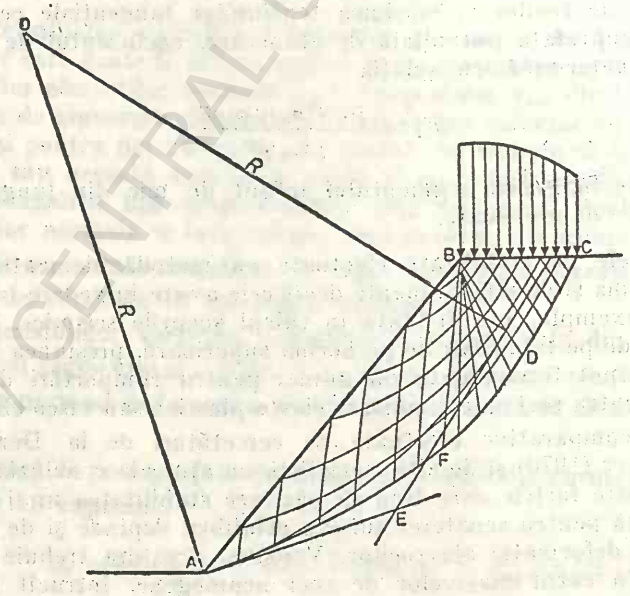


Fig. 4.113. Distribuția teoretică într-un taluz, a tensorilor principali.

echivalează cu diminuarea prismei potențiale de alunecare, nu influențează în mod hotărîtor asupra rezultatelor.

După G. L. Fisenko, determinarea pe cale grafică a conturului suprafeței de alunecare a unui taluz alcătuit din roci omogene, lipsite de suprafețe de minimă rezistență, are următorul curs :

— se desenează la scară elementele geometrice ale taluzului (fig. 4.114) ;

— din punctul M, situat la intersecția taluzului cu berma inferioară, se trasează o dreaptă MK care formează cu linia taluzului unghiul $\varepsilon = 45 - \varphi/2$;

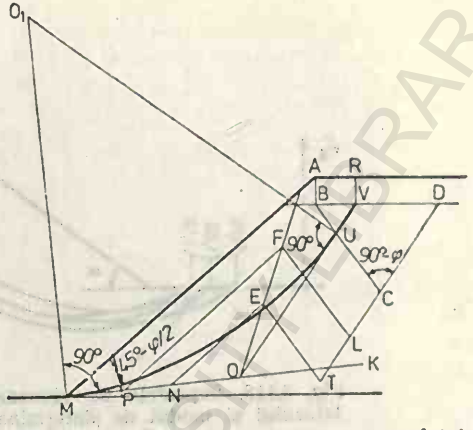


Fig. 4.114. Schema de trasare a suprafeței de alunecare (după G. L. Fisenko, 1965).

— se calculează grosimea zonei de tasare verticală AB, cu relația

$$H_{90} = \frac{2c}{\gamma} \operatorname{ctg} \varepsilon ;$$

— prin punctul B se trasează o paralelă la berma superioară a taluzului și o dreaptă BC înclinată față de orizontală cu unghiul $\omega = 45 + \varphi/2$;

— dintr-un punct arbitrar D, situat pe orizontala BD, se trasează dreapta DC înclinată față de orizontală tot cu un unghi ω ;

— pe prelungirea dreptei DC se iau două lungimi arbitrare $CL = LT = X$ și din punctele L și T se duc două paralele la dreapta BC ;

— pe dreapta MK se iau de asemenea două lungimi avînd aceeași mărime și anume : $MP = PN = X$, iar din punctele P și N se duc două paralele la linia taluzului ;

— cele două perechi de paralele se vor intersecta în punctele E și F, care trec la rîndul lor prin dreapta FO ;

— din punctul O de intersecție a acestei drepte cu MK se duce o paralelă la dreapta TD pînă intersectează orizontala BD ;

— verticala ridicată din punctul V dă lățimea prismei potențiale de alunecare AR, iar perpendicularele din punctul M la dreapta MK și din punctul U la dreapta OV dau la intersecția lor centrul cercului de alunecare.

În cazul rocilor moi cu caracteristici de rezistență reduse ($\varphi < 13°$), în care înclinarea taluzelor nu poate fi mai mare de $45 - \varphi/2$, ($\alpha < \varepsilon$), suprafața de alunecare se afundă în interiorul masivului, coborînd și sub nivelul bermei sale inferioare, așa cum se arată în fig. 4.115).

Înălțimea limită a unui taluz în funcție de înclinarea sau unghiul de taluz ce corespunde unei înălțimi date sînt mărimi care pot fi determinate cu ajutorul graficului din fig. 4.116. Graficul reprezintă interdependența dintre principalele elemente geometrice ale unui taluz și rezistența rocilor care-l

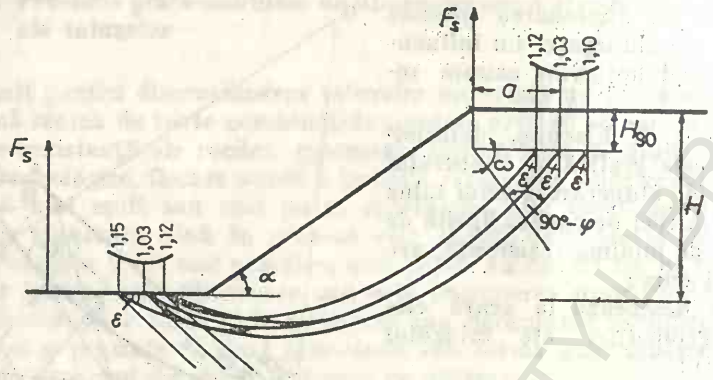


Fig. 4.115. Suprafeţe de alunecare care se afundă şi sub baza taluzului şi modul de determinare a lăţimii prismei potenţiale de alunecare.

alcătuiesc. Pentru a putea fi utilizat, este necesar ca mai întîi să se calculeze înălţimea H_{90}, în funcţie de valorile caracteristicilor fizico-mecanice ale rocilor.

Raportînd valoarea înălţimii H a taluzului la valoarea H_{90} rezultată din calcul se obţine mărimea înălţimii convenţionale H' $\left(H' = \frac{H}{H_{90}}\right)$, cu ajutorul căreia, prin intermediul graficului din fig. 4.106, se determină înclinarea limită a taluzului în funcţie de mărimea unghiului de frecare internă $\left(\varphi_n = \text{arc}\,\frac{\text{tg}\,\varphi}{F_s}\right)$ a rocilor.

Pentru determinarea înălţimii taluzului cu înclinare dată, pe grafic trebuie să se ridice o perpendiculară de pe axa absciselor pînă la curba corespunzătoare unghiului de frecare internă φ_n, pentru ca din dreptul acestui punct să se extragă de pe ordonată valoarea înălţimii convenţionale H'. Înălţimea H a taluzului este egală cu produsul dintre H' şi H_{90} $(H = H' \cdot H_{90})$.

Procedeul se aplică atît în cazul taluzelor alcătuite din roci moi cît şi în cazul celor alcătuite în roci tari. Poate fi aplicat şi în cazul unor taluze afectate de suprafeţe de minimă rezistenţă avînd o înclinare inversă.

Lăţimea prismei potenţiale de alunecare se poate determina în acest caz prin utilizarea graficului din fig. 4.117). Pe abscisă s-a reprezentat lăţimea convenţională a prismei $a' = \frac{a}{H_{90}}$, iar pe ordonată înălţimea convenţională a taluzului $H' = \frac{H}{H_{90}}$, curba de egală dependenţă fiind calculată în funcţie de valoarea unghiului de frecare internă.

Pentru un taluz cu înălţimea H, lăţimea reală a prismei sale potenţiale de alunecare este egală cu produsul dintre valorile lui a' extras din grafic şi H_{90} calculat $(a = a' \cdot H_{90})$.

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

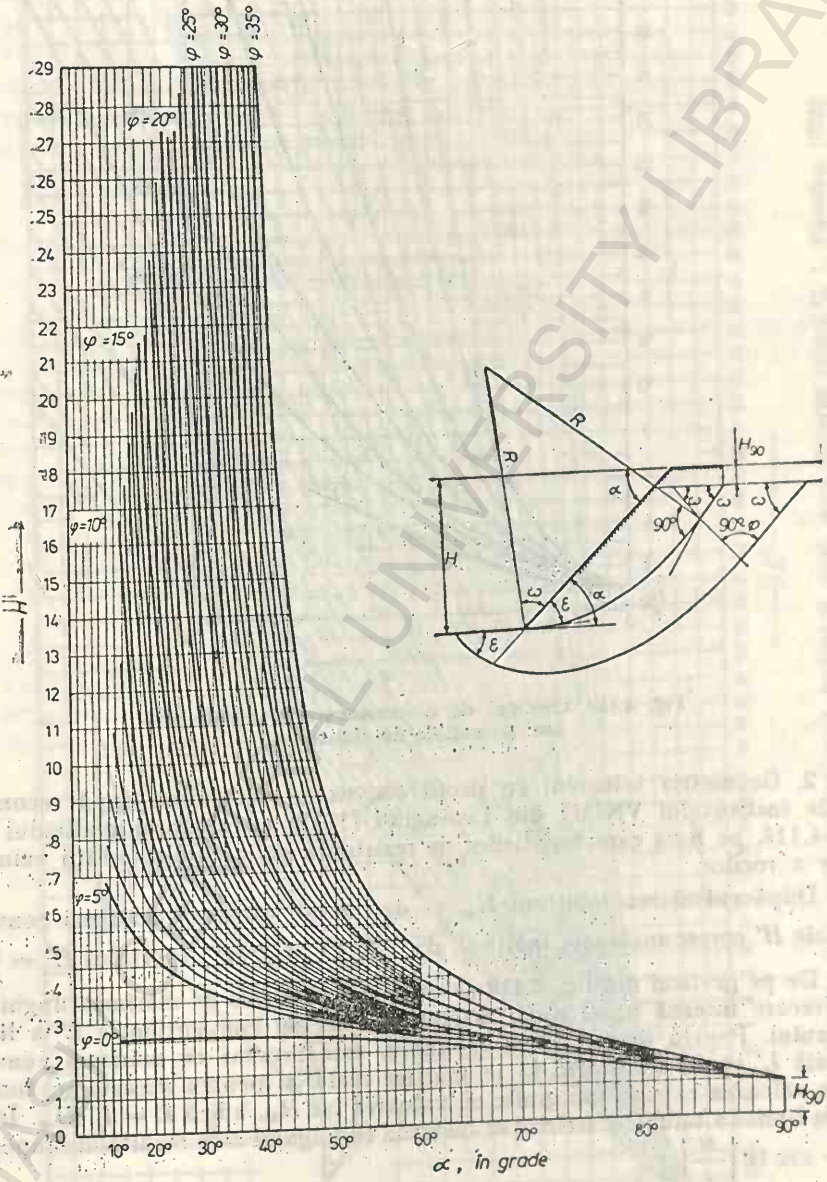


Fig. 4.116. Graficul de dimensionare a geometriei unui taluz (după G. L. Fisenko 1965).

BCU IAȘI CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

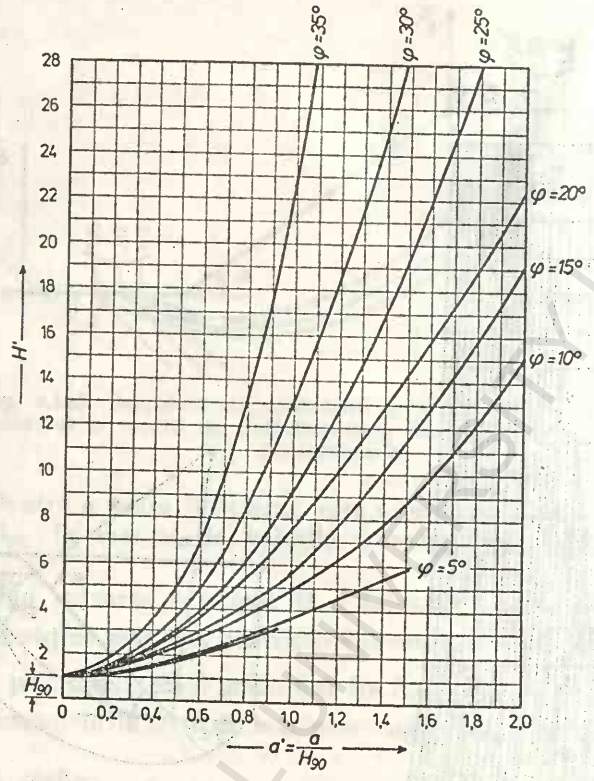


Fig. 4.117. Graficul de dimensionare a lățimii prismei potențiale de alunecare.

2. Geometria taluzului cu profil convex se determină după recomandările institutului VNIMI din Leningrad (1972) cu ajutorul graficului din fig. 4.118, pe baza caracteristicilor de rezistență φ_n, c_n și a greutății volumetrice a rocilor.

După calcularea înălțimii H_{90} se determină valoarea înălțimii convenționale H' corespunzătoare înălțimii date H, cu ajutorul raportului $H' = \frac{H}{H_{90}}$.

De pe graficul din fig. 4.118 se extrage în funcție de mărimea unghiului de frecare internă φ_n al rocii, mărimea proiecției convenționale L' a liniei taluzului. Pentru determinarea înclinării, este necesar ca mărimea convențională L' să fie transformată în mărime reală, și pentru aceasta se înmulțește valoarea extrasă din grafic cu valoarea lui H_{90}, adică $L = L' \cdot H_{90}$. Înclinarea limită a taluzului trebuie să fie egală cu unghiul care rezultă din raportul $\alpha = \text{arc tg}\left[\frac{H}{L}\right]$.

În continuare, pentru trasarea profilului convex este necesar ca taluzul cu elementele geometrice cunoscute să fie desenat la o scară convenabilă, după care este împărțit în trei sectoare de înălțime aproximativ egală

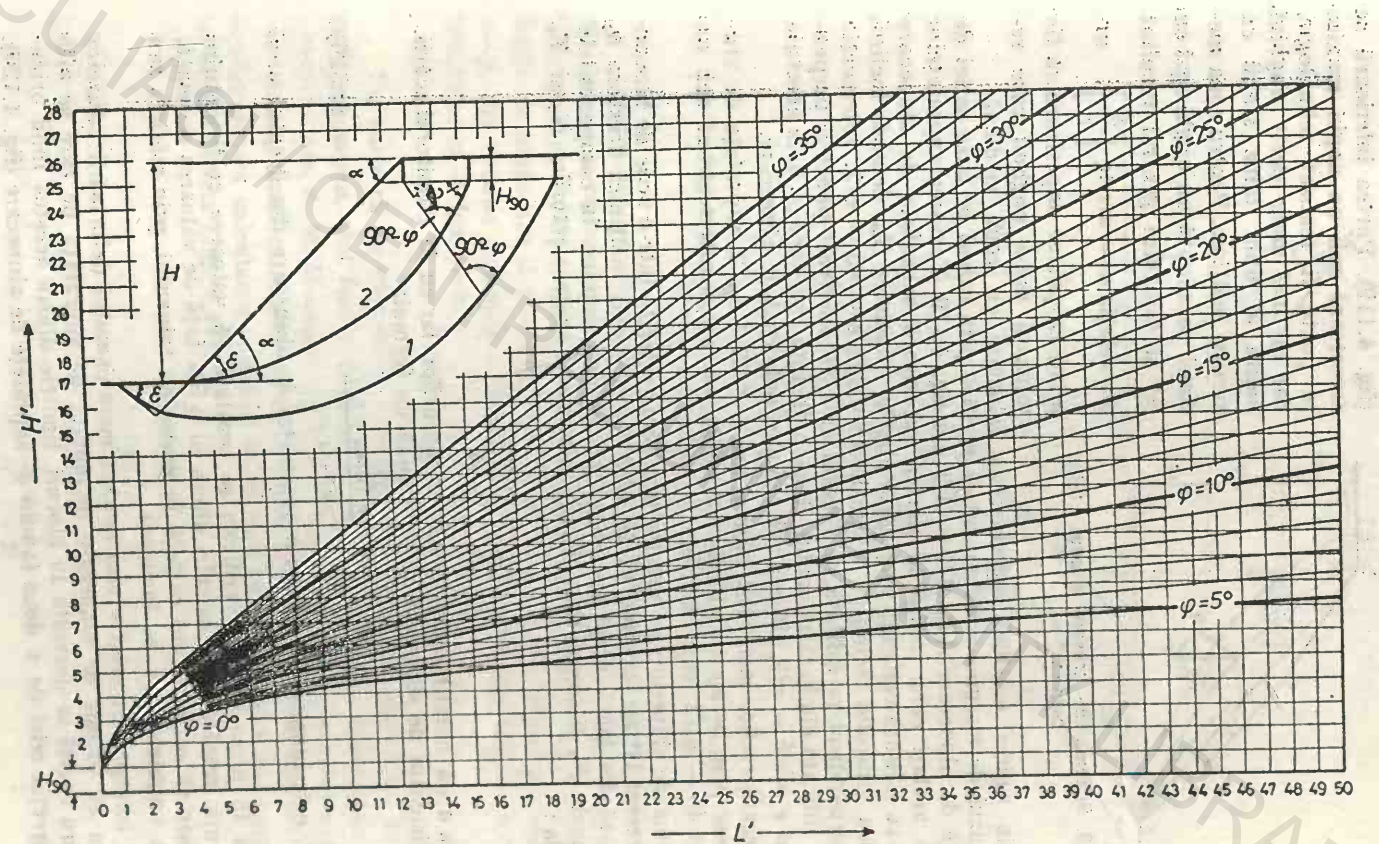


Fig. 4.118. Grafic pentru determinarea înclinării unui taluz convex (după G. L. Fisenko, 1965).

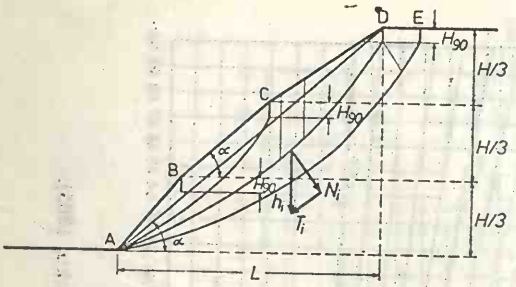


Fig. 4.119. Schema de trasare a unui taluz convex.

(fig. 4.119). Partea inferioară se corectează sub un unghi maxim ce poate fi realizat tehnologic, dar nu mai mare decît unghiul limită al unui taluz stabil cu aceeaşi înălţime. Pentru zona mediană se adoptă un unghi egal cu cel al taluzului general rezultat din relaţia $\alpha = \text{arc tg}\left[\frac{H}{L}\right]$, urmînd ca partea superioară să fie taluzată după unghiul care rezultă din unirea muchiei superioare a taluzului cu zona mediană.

Taluzul de margine astfel trasat se verifică prin calcul pe baza seriei de suprafeţe de alunecare AB, AC şi AD din fig. 4.119. Trasarea suprafeţelor urmează acelaşi curs, adică la partea superioară suprafaţa de alunecare coincide cu o fisură verticală propagată pînă la adîncimea H_{90}, de unde înclină către baza taluzului făcînd cu verticala un unghi $\varepsilon = 45 - \varphi/2$. Intersecţia dintre perpendiculara ridicată pe această dreaptă din acest punct şi perpendiculara ridicată din baza taluzului, de pe o dreaptă care face cu linia acestuia un unghi $\varepsilon = 45 - \varphi/2$, dă centrul cercului potenţial de alunecare.

În cazul rocilor moi, cînd taluzul are $\alpha < 22 + \varphi_n/2$, suprafaţa de alunecare iese prin berma inferioară a acestuia pe care o intersectează sub un unghi de $45 - \varphi_n/2$ (fig. 4.115).

Prisma de alunecare se împarte prin linii verticale într-o serie de blocuri avînd aceeaşi lăţime, urmînd ca în mod convenţional înălţimea acestora h_i (în mm) să fie luată drept greutate care se descompune în componentele sale normale N_i şi tangenţiale T_i. Se determină scara vectorilor N_i şi T_i cu relaţia :

$$S = \frac{a \cdot \gamma}{1\,000} M$$

în care cu a s-a notat lăţimea în metri a blocurilor, iar cu M numitorul scării.

Coeficientul de siguranţă se determină cu formula

$$F_s = \frac{S \cdot \Sigma N_i \operatorname{tg} \varphi_{ni} + c_n l_i}{S \cdot \Sigma T_i}, \qquad (4.326)$$

în care l_i este lungimea în metri a suprafeţei de alunecare din dreptul unui bloc.

Dacă în urma acestor verificări se constată că valoarea coeficientului de siguranţă, rezultată din calcule, diferă cu $\pm 5\%$ faţă de valoarea normată, este necesar să se introducă corecţii în geometria taluzului, prin mărirea sau reducerea unghiului său de înclinare.

3. O interpretare relativ mai nouă a mecanismului deformării taluzelor este aceea că prisma de alunecare delimitată de suprafaţa pe care se află în echilibru limită se dezvoltă în blocuri, limitele dintre acestea fiind orientate în direcţia celei de a doua familii de suprafeţe de alunecare (fig. 4.120).

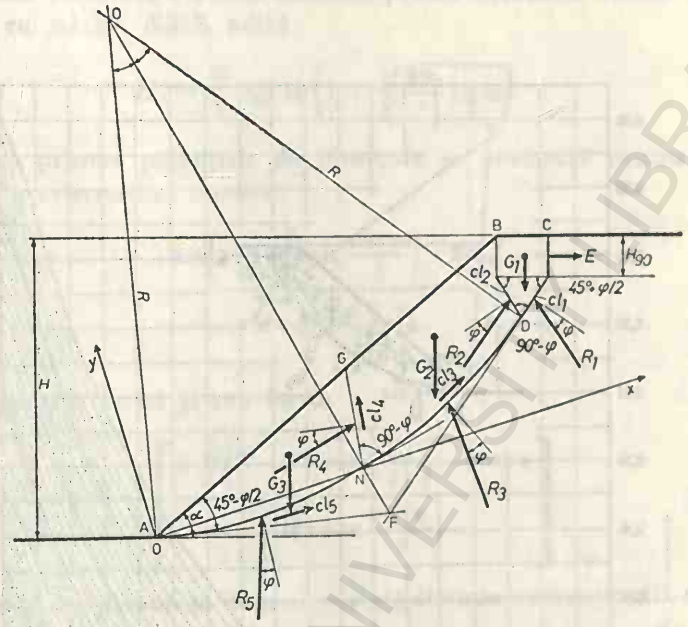


Fig. 4.120. Schema suprafeței potențiale de alunecare circular-cilindrice (după A. M. Mocialov 1976).

Dimensionarea elementelor geometrice ale unui astfel de taluz se face plecînd de la criteriul echilibrului limită. După stabilirea dependențelor analitice pentru G_1, G_2 și G_3, măsurarea lungimii diferitelor tronsoane din suprafețele de alunecare și proiecția tuturor forțelor într-un sistem de coordonate $x—y$, din ecuația generală a echilibrului limită se obține înălțimea limită a taluzului ca o funcție:

$$H = f(\alpha,\ \varphi,\ c,\ \gamma).$$

Cu toate că nu este decît o ecuație de gradul doi, expresiile termenilor care o compun, sînt foarte complicate și necesită calcule laborioase. Pentru operativitate, A. M. Mocialov (1976) a întocmit, pe baza unor calcule efectuate cu ajutorul unui calculator electronic, un grafic auxiliar al relației $1/H' = f(\alpha)$ pentru calcularea înălțimii H, atunci cînd este dată înclinarea taluzului sau invers (fig. 4.121):

$$H = \frac{c}{\gamma \cdot \frac{1}{H'}} = \frac{cH'}{\gamma} \tag{4.327}$$

sau

$$\frac{1}{H'} = \frac{c}{\gamma \cdot H} \tag{4.327 a}$$

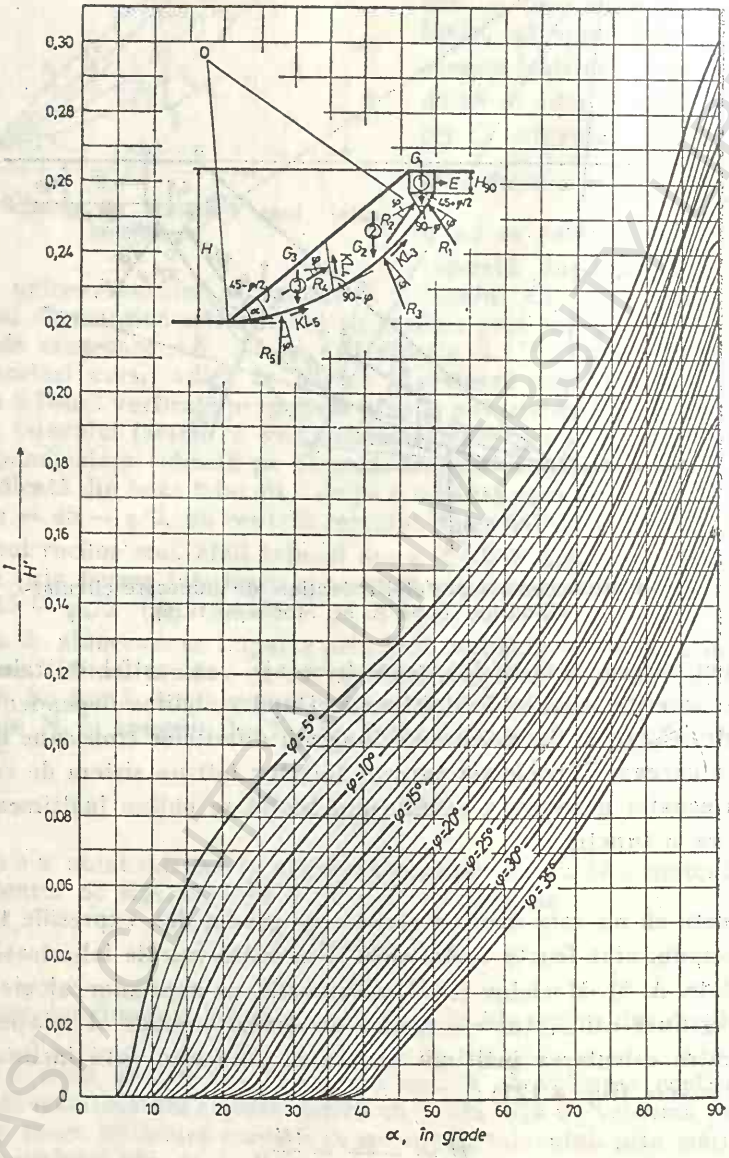


Fig. 4.121. Grafic pentru dimensionarea unui taluz (după A. M. Mocialov 1976).

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Înălțimea taluzului vertical necesară pentru stabilirea valorii lui H' o calculează cu relația 3.212, adică

$$H_v = \frac{2c}{\gamma} \operatorname{tg} \omega \left(1 + \sqrt{\frac{2R_t}{c} \operatorname{tg} \omega}\right).$$

Lățimea prismei potențiale de alunecare se evaluează pentru roci cu $\varphi > 13°$ prin intermediul relației

$$a = \frac{2H\left(1 - \operatorname{ctg}\alpha \cdot \operatorname{tg}\frac{\alpha + \varphi}{2}\right) - 2H_{\omega}}{\operatorname{ctg}\varepsilon + \operatorname{tg}\frac{\alpha + \varphi}{2}}, \tag{4.328}$$

care mai poate fi scrisă și sub forma

$$a = \frac{c}{\gamma}\left[\frac{2H'\left(1 - \operatorname{ctg}\alpha \cdot \operatorname{tg}\frac{\alpha + \varphi}{2}\right) - 2\operatorname{ctg}\varepsilon}{\left(\operatorname{ctg}\varepsilon + \operatorname{tg}\frac{\alpha + \varphi}{2}\right)}\right], \tag{4.328 a}$$

unde expresia din paranteza mare reprezintă lățimea convențională a prismei de alunecare notată cu $a' = \frac{1}{q}$.

Pe baza datelor obținute prin intermediul unui calculator electronic, același autor a întocmit pentru $q = f(\alpha)$, un grafic cu ajutorul căruia se poate determina lățimea prismei potențiale de alunecare (fig. 4.122).

4. În cazul unor masive de roci fără defecte structurale, stabilitatea taluzelor treptelor de lucru și de margine ale carierelor, taluzelor hălzilor de steril și iazurile de decantare depuse pe fundamente orizontale poate fi verificată atunci cînd este vorba de o evaluare aproximativă, prin intermediul graficului din fig. 4.123 elaborat de Evert Hoek.

Principala ipoteză adoptată de autor este aceea că ruperea și alunecarea se produc după o suprafață circular-cilindrică.

Mărimea coeficientului de siguranță depinde de influența mai multor factori și este exprimată de o funcție care are forma

$$F_s = f\left(\frac{\gamma H}{c},\ \alpha,\ \varphi,\ \frac{H_{\omega}}{H},\ \frac{H_w}{H}\right) \tag{4.329}$$

în care γ este greutatea volumetrică a rocilor; c — coeziunea rocii; φ — unghiul de frecare internă; H — înălțimea taluzului; H_{ω} — adîncimea fisurii verticale de tracțiune; H_w — înălțimea nivelului hidrostatic.

După gruparea termenilor din ecuația care exprimă echilibrul limită al prismei de alunecare, prin aproximări succesive se ajunge ca mărimea adi-

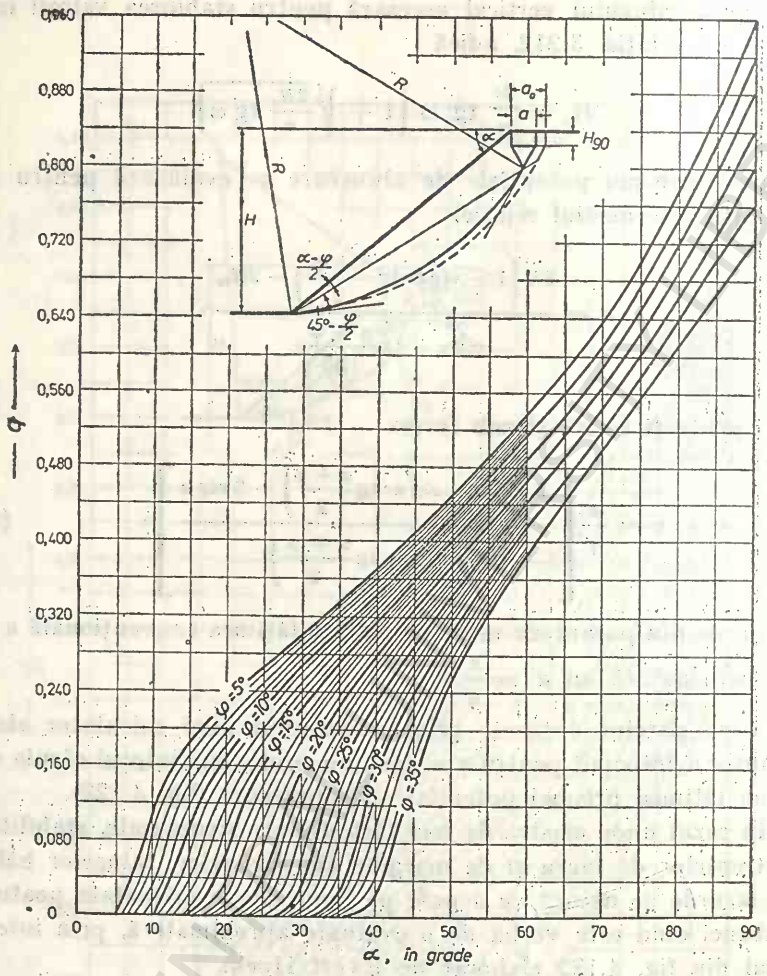


Fig. 4.122. Grafic pentru dimensionarea lățimii prismei potențiale de alunecare a unui taluz (după A. M. Mocialov, 1976).

mensională $\frac{\gamma H}{c}$ să fie o funcție de $\alpha - \varphi$. Întrucît din această primă aproximare rezultă o familie de curbe, fiecare corespunzînd unui anumit unghi de frecare internă și cum necesitățile practice cer o reprezentare printr-o singură curbă, autorul a stabilit o corecție a funcției, care devine

$$X = \alpha - 1{,}2\varphi, \tag{4.330}$$

și care alături de cealaltă mărime adimensională $\frac{\gamma H}{c} = Y$ au servit autorului la elaborarea graficului amintit.

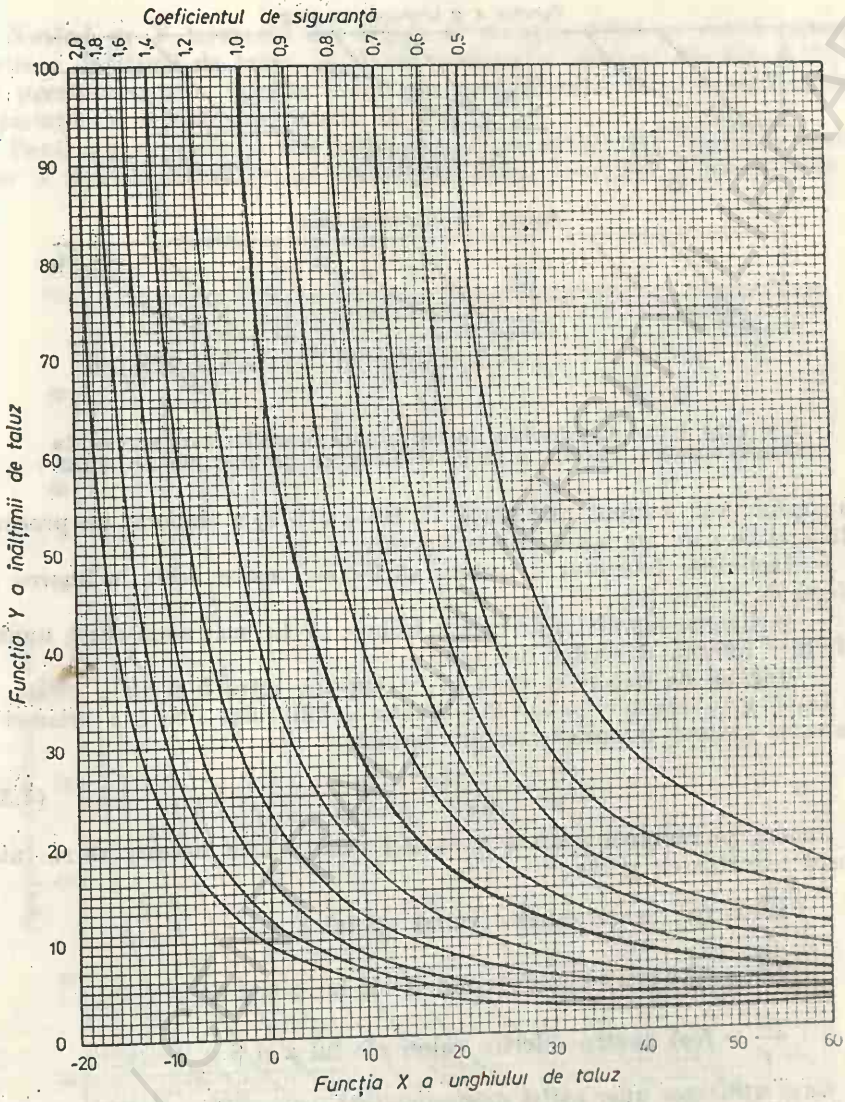


Fig. 4.123. Grafic pentru dimensionarea unui taluz cu suprafață de alunecare circulară (după E. Hoek, 1973).

Pentru a exprima și alte influențe, funcțiile X și Y au fost corectate, ajungînd în final la formele sub care sînt prezentate în fig. 4.124.

Graficul corelației dintre funcțiile X și Y poate fi utilizat pentru oricare din combinațiile de condiții rezultate.

5. Atît pentru rocile moi cît și pentru rocile tari în care suprafețele potențiale de alunecare au forma unor plane drepte sau sînt reprezentate

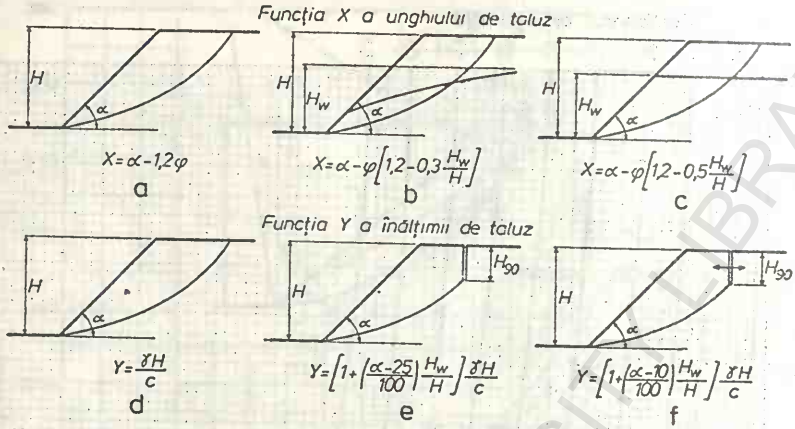


Fig. 4.124. Influența diferiților factori asupra funcțiilor care servesc la dimensionarea taluzelor după E. V. Hoek cu graficul din fig. 4.123.

prin suprafețe de minimă rezistență, E. Hoek (1973) a elaborat un procedeu grafo-analitic care are următoarele limitări:

— înclinarea taluzului α trebuie să fie mai mare decît înclinarea suprafeței de rupere β;

— înclinarea suprafeței de rupere trebuie să fie mai mare decît unghiul de frecare internă al rocilor din taluz;

— unghiul de frecare internă să fie cuprins între 5 și 40°;

După gruparea termenilor din ecuația echilibrului limită a prismei de alunecare, autorul se oprește asupra formei

$$\frac{\gamma H}{c}=\frac{2\sin\alpha\cdot\cos\varphi}{\sin(\alpha-\beta)\sin(\beta-\varphi)} \tag{4.331}$$

Pentru prezentarea grafică a acestei ecuații este necesar să se întocmească următoarele grafice:

$\frac{\gamma H}{c}=f(\alpha)$ pentru diferite valori ale lui β și φ;

$\frac{\gamma H}{c}=f(\beta)$ pentru diferite valori ale lui α și φ;

$\frac{\gamma H}{c}=f(\varphi)$ pentru diferite valori ale lui α și β.

Cum utilizarea unor astfel de grafice este incomodă, autorul a căutat o combinație ideală între unghiurile α, β și φ, care să reprezinte printr-o singură curbă dependența dintre termenii ecuației 4.331 prin aproximări succesive în care diferitele rapoarte, produse și sume ale unghiurilor α, β și φ au fost calculate și reprezentate grafic în funcție de $\frac{\gamma H}{c}$, ajungînd la o formă apropiată de funcție ideală, pe care o numește funcția X a taluzului

$$X=2\sqrt{(\alpha-\beta)(\beta-\varphi)} \tag{4.332}$$

și care este de două ori media geometrică a diferențelor $(\alpha-\beta)$ și $(\beta-\varphi)$.

BCU IAȘI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Notînd cu Y termenul din stînga al ecuației 4.331 pe care-l numește funcție a înălțimii de taluz, E. Hoek a elaborat graficul din fig. 4.125 în care prezintă pentru diferite valori ale coeficientului de siguranță curbele de variație $Y = f(X)$ sau, invers, $X = f(Y)$.

Pentru a exprima și alte influențe asupra stabilității taluzelor, același autor a determinat corecțiile ce trebuie aduse funcțiilor adimensionale X

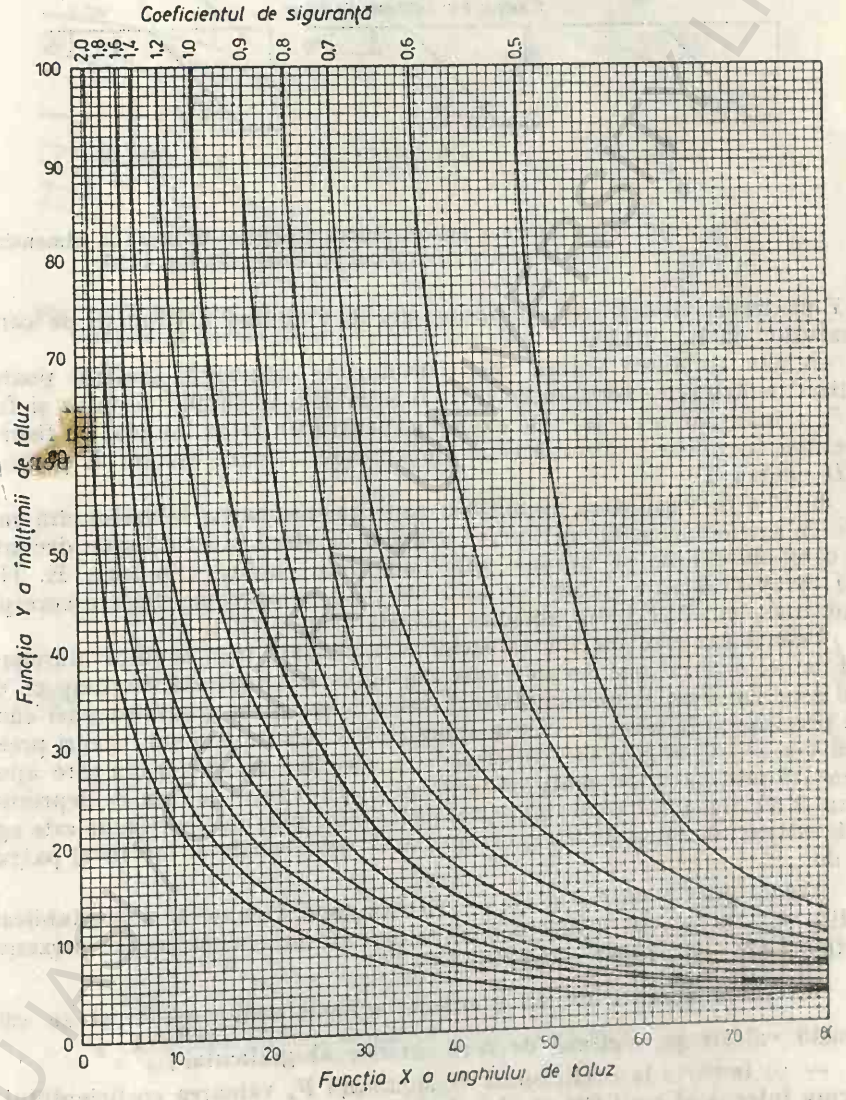


Fig. 4.125. Grafic pentru dimensionarea unui taluz cu suprafața de alunecare dreaptă (după E. Hoek, 1973).

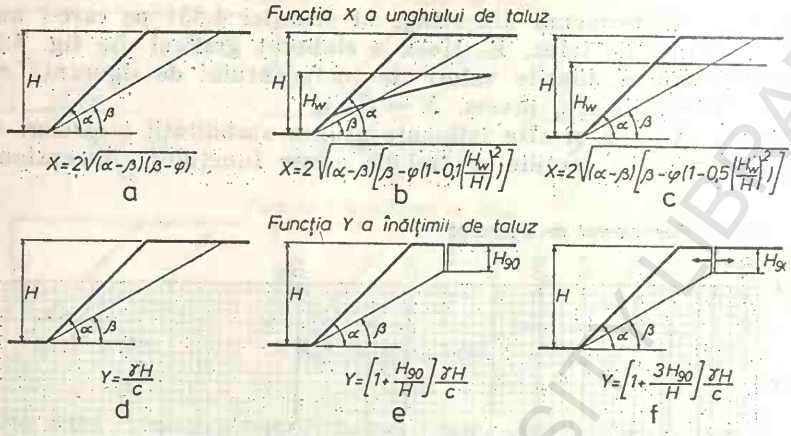


Fig. 4.126. Influența unor factori asupra funcțiilor utilizate la dimensionarea taluzelor cu graficul lui Hoek, din fig. 4.125.

și Y pentru a putea fi utilizat același grafic, stabilind noi funcții pe care le prezentăm în fig. 4.126.

Pentru stabilirea valorii coeficientului de siguranță, graficul poate fi utilizat pentru orice combinație între funcția X a unghiului de taluz și funcția Y a înălțimii taluzului. De exemplu, pentru un taluz inundat cu fisuri de tracțiune uscate se utilizează ecuațiile corespunzătoare cazului E pentru X și D pentru Y.

6. Pentru verificarea stabilității sau dimensionarea taluzelor din masivele de roci omogene ale carierelor, hălzilor de steril și iazurilor de decantare în care alunecările se produc după suprafețe circular-cilindrice, E. Hoek și J. Bray (1974) au elaborat o serie de cinci nomograme, fiecare corespunzînd unor condiții hidrogeologice diferite (fig. 4.127).

Primul caz este specific taluzelor caracterizate prin condiții hidrogeologice bune, determinate de o drenare gravitațională perfectă, în timp ce ultimul reprezintă un taluz complet saturat și supus prin greutatea apei căzute din precipitații la o reîncărcare a suprafeței. Celelalte trei sînt cazuri prezentînd condiții hidrogeologice intermediare specifice masivelor din care apa se drenează prin taluz, diferențierea fiind făcută în funcție de raza de depresiune. Cazul 2 din fig. 4.127 reprezintă situația în care raza de depresiune este egală cu 8 înălțimi de taluz, în timp ce în cazul 3 descrește la 4, iar în al patrulea la doi.

Atunci cînd unui taluz cu o înălțime dată trebuie să i se stabilească înclinarea, tehnica de utilizare a oricăruia din cele cinci grafice prezentate în fig. 4.128—4.132 este următoarea :

— se calculează valoarea raportului adimensional $\frac{c}{\gamma \cdot H \cdot \operatorname{tg}\varphi}$ și se caută această valoare pe sectorul de cerc exterior al graficului ;

— se împarte la coeficientul de siguranță F_s valoarea coeficientului de frecare internă al rocii ($\operatorname{tg}\varphi$) obținîndu-se valoarea $\operatorname{tg}\varphi_n$ care se înseamnă pe ordonata graficului ;

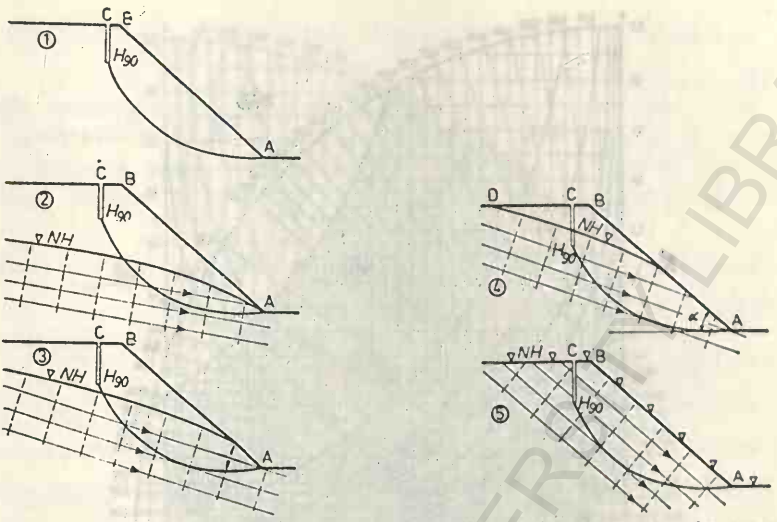


Fig. 4.127. Raportul în care se găsesc condițiile hidrogeologice ale unor taluze și geometria acestora (după E. V. Hoek și J. Bray 1973).

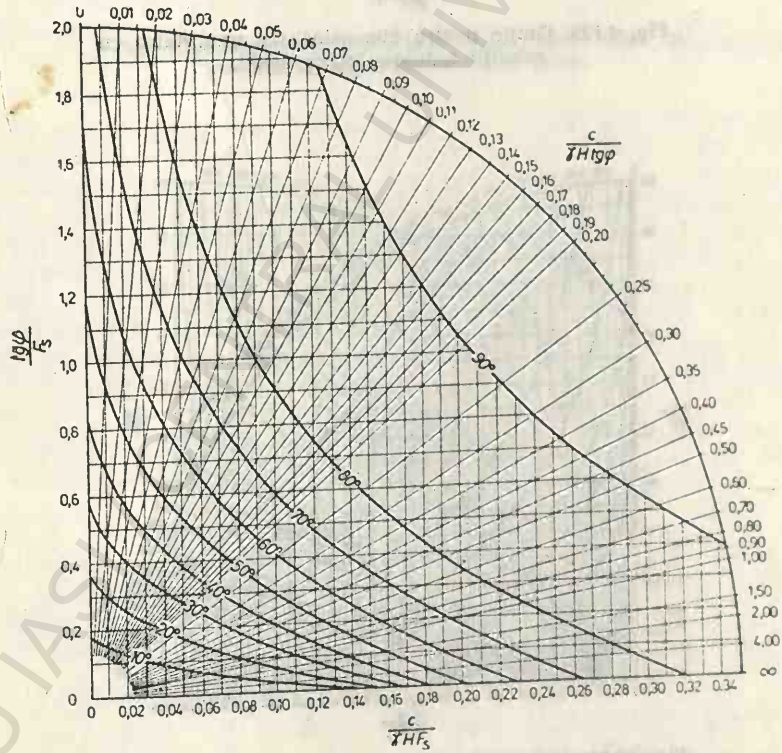


Fig. 4.128. Grafic pentru dimensionarea unui taluz cu condiții hidrogeologice bune.

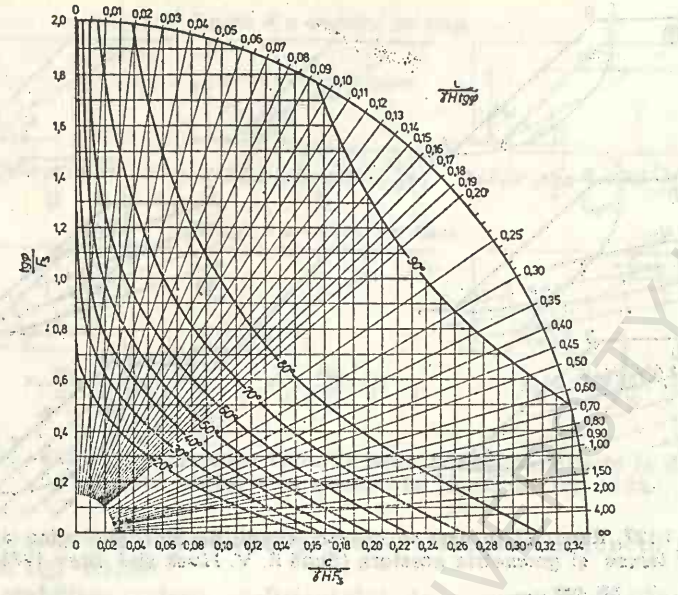


Fig. 4.129. Grafic pentru dimensionarea unui taluz cu condiții hidrogeo logice medii.

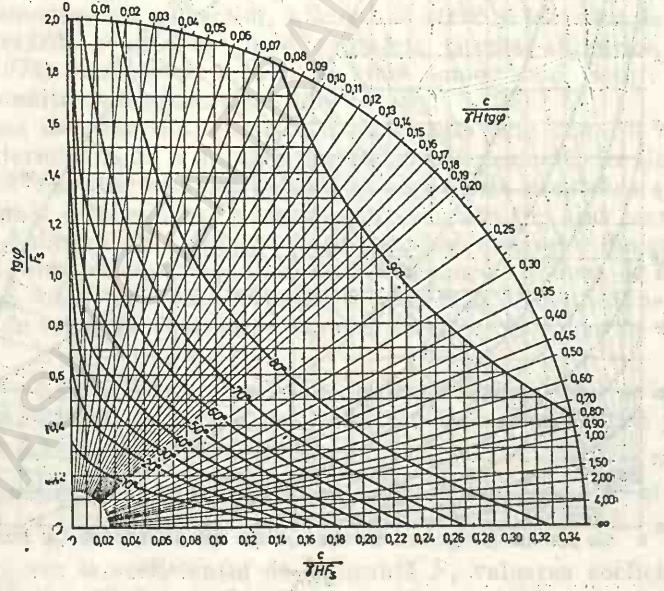


Fig. 4.130. Grafic pentru dimensionarea unui taluz cu condiții hidrogeo logice grele.

BCU IASI CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

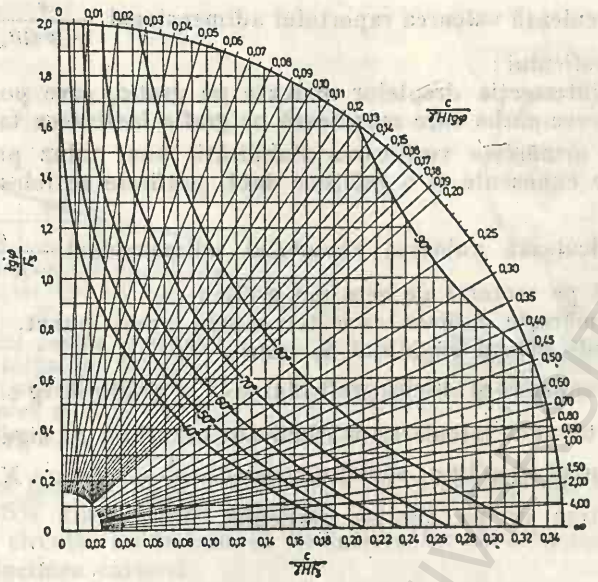


Fig. 4.131. Grafic pentru dimensionarea unui taluz cu condiții hidrogeo logice foarte grele.

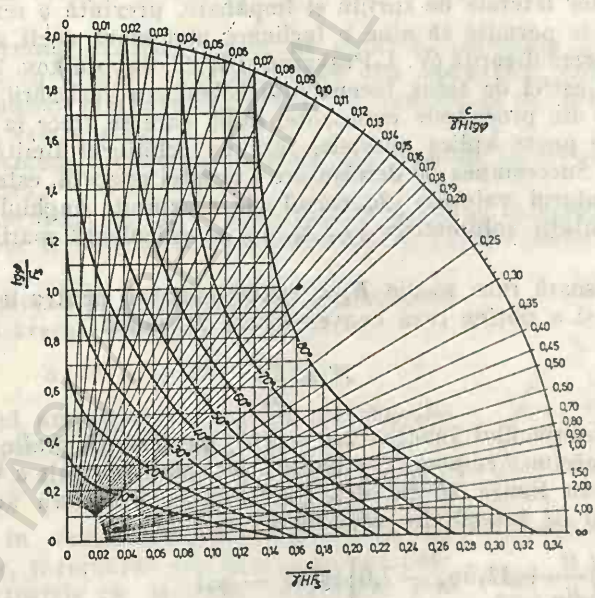


Fig. 4.132. Grafic pentru dimensionarea unui taluz complet saturat cu apă.

BCU IAȘI · CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

— se calculează valoarea raportului adimensional $\frac{c}{\gamma \cdot H \cdot GF_s}$, care se caută pe abscisa graficului;

— prin intersecția dreptelor marcate pe grafic, care pornesc din cele trei puncte, trece curba care marchează pe grafic înclinarea taluzului.

Dacă se urmărește verificarea stabilității unui taluz privind condiții hidrogeologice cunoscute și o înălțime dată, graficele se folosesc după cum urmează:

— se calculează valoarea raportului adimensional $\frac{c}{\gamma \cdot H \cdot \operatorname{tg} \varphi}$ după care se marchează pe sectorul de cerc din grafic;

— se urmărește radiala care trece prin acest punct, pînă la curba care corespunde valorii unghiului de taluz;

— de pe ordonata și abscisa graficului se extrag valorile $\operatorname{tg} \varphi / F_s$ și $\frac{c}{\gamma \cdot H \cdot F_s}$, după care se trece la calcularea mărimii coeficientului de siguranță care rezultă din raportul $\operatorname{tg} \varphi / \operatorname{tg} \varphi_n$ sau din raportul $\frac{c}{\gamma H X}$, în care X este valoarea punctului extras de pe abscisa graficului.

4.2.5. Influența formei în plan a taluzului asupra înclinării

Taluzele care în plan au o formă circulară sau apropiată de aceasta, datorită forțelor laterale de sprijin și împănare, prezintă o rezistență suplimentară care le permite să aibe o înclinare mai mare decît a acelora care în plan au o formă dreaptă (V. I. Puşkarev și W. T. Sapojnikov, 1966). Dimensionarea unui astfel de taluz începe prin calcularea înclinării sale normale, utilizînd unul din procedeele cunoscute, după care se trece la determinarea corecției ce se poate aplica acesteia, fără ca echilibrul limită al taluzului să fie depășit. Succesiunea de desfășurare a acestei operații, este următoarea:

— cu ajutorul valorilor de calcul ale coeziunii, unghiului de frecare internă și greutății volumetrice (φ_n, c_n, γ_n) se calculează mărimea taluzului vertical H_{90};

— se măsoară raza medie R_v a vetrei carierei pentru a o raporta la mărimea H_{90} și a obține raza convențională R, adică

$$R' = \frac{R_v}{H_{90}} \tag{4.333}$$

— prin intermediul funcției $\Delta\alpha = f(R')$ prezentată grafic în fig. 4.133 se determină mărimea ce poate fi adăugată înclinării normale a taluzului, fără ca echilibrul său limită să fie deranjat. Pentru utilizarea acestei funcții, este necesar să fie îndeplinite următoarele condiții:

$$1)\ R_{vm} \geq \left(\frac{H}{H_{90}} + 11{,}5\varphi_n - 7{,}0\right) \operatorname{tg}(45° - \varphi_n) \tag{4.334}$$

în care: R_{vm} este raza minimă admisibilă.

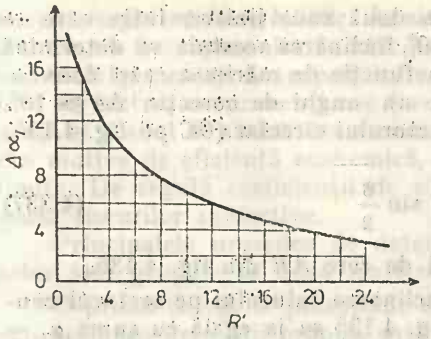


Fig. 4.133. Graficul pentru determinarea corecției înclinării taluzelor care au în plan o formă circulară (după V. I. Puşkarev şi V. T. Sapojnikov).

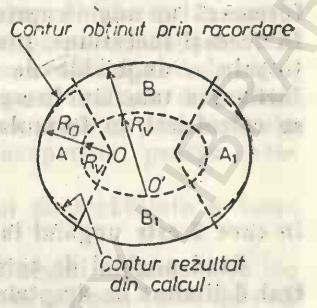


Fig. 4.134. Sectorizarea perimetrului carierelor având în plan o formă eliptică.

2) Abaterea razei carierei, atît la vatră cît şi la ampriză, nu trebuie să depăşească $\pm 15\%$ din valoarea sa medie.

3) Taluzul circular nu trebuie să fie intersectat de o tranşeie mai mare de 1/3 din adîncimea carierei.

Ca urmare a acestor considerente, înclinarea totală ce poate fi dată taluzelor ce mărginesc o carieră de formă circulară este egală cu suma

$$\alpha_t = \alpha + \Delta\alpha \qquad (4.335)$$

Dacă forma carierei se apropie de o elipsă, geometria taluzelor se stabileşte astfel:

— se determină centrul razelor de curbură, suprafaţa vetrei carierei fiind împărţită în 4 zone, simetrice două cîte două (fig. 4.134);

— se calculează mărimea H_{80} şi raza convenţională de curbură R', pentru fiecare din cele 4 zone;

— se determină înclinarea normală a taluzului, făcîndu-se abstracţie de forma carierei;

— cu ajutorul curbei $\Delta\alpha = f(R')$ din fig. 4.133 se determină unghiurile cu care trebuiesc suplimentate înclinările pentru toate valorile cunoscute ale lui R';

— se calculează pe profile unghiul de înclinare total, utilizînd aceeaşi formulă, adică

$$\alpha_{tt} = \alpha_t + \Delta\alpha_t$$

— conturul amprizei se trasează pentru fiecare sector în parte, cu ajutorul razei

$$R_a = R_v + H \operatorname{ctg}(\alpha_t + \Delta\alpha_t) \qquad (4.336)$$

— avînd în vedere existenţa unor raze de curbură diferite, racordarea sectoarelor se face pornind de la sectoarele cu înclinări mici către cele cu înclinări mari, aşa după cum se poate observa şi din fig. 4.134.

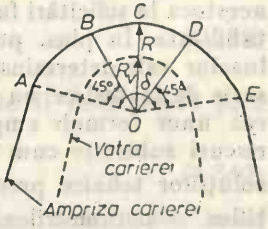


Fig. 4.135. Intersecţia a două zone drepte de taluz, printr-un sector circular.

La unirea printr-un sector circular a două zone liniare, între care se formează un unghi cuprins între 90° și 180°, înclinarea acestuia se determină în aceeași succesiune, pînă la stabilirea în funcție de mărimea razei convenționale, a unghiului de corecție. Pentru un unghi de corecție $\Delta\alpha > 10°$, înclinarea taluzului în secțiunea medie a sectorului circular (*OC* pe fig. 4.135) se calculează cu formula

$$\alpha_t = \alpha + \Delta\alpha \sin\frac{\delta}{2} \qquad (4.337)$$

în care δ este unghiul la centru al arcului de cerc *AE* din fig. 4.135.

Cînd unghiul de corecție $\Delta\alpha < 10°$, înclinarea taluzului pe sectorul central delimitat de dreptele *CD* și *OB* din fig. 4.135 se ia egală cu suma $\alpha_t = \alpha + \Delta\alpha$. Racordarea cu zonele liniare, fiecare reprezentînd cîte un arc de cerc cu unghiul la centru de 45°, se face reducînd unghiul α_t pînă la valoare a care corespunde zonelor liniare.

4.2.6. Considerații asupra coeficientului de siguranță al taluzelor

Proiectarea și executarea fără calcul a excavațiilor pentru fundații, căi de comunicație, cariere pentru materiale de construcții sau de substanțe minerale utile, tunele, ocne și alte goluri subterane, s-a realizat timp de milenii pe bază de experiență, reguli empirice și aplicarea intuitivă a legilor mecanicii. Numărul tot mai mare de construcții, căi de comunicație, cariere și mine pentru materii prime a determinat și o modificare în gîndirea și atitudinea oamenilor privind siguranța și economicitatea lucrărilor. Problema dualității și opoziției dintre aceste două condiții a constituit în ultimii ani obiectul preocupării multor specialiști, fără a se ajunge însă la o rezolvare unică și definitivă. Economicitatea este legată direct de utilități și de costul lucrărilor, în timp ce siguranța este influențată considerabil de organizarea social-politică, de nivelul cunoștințelor tehnice, de posibilitățile de cercetare, de caracteristicile fizice ale rocilor și de îndemînarea și corectitudinea executanților. Scăderea costurilor la realizarea unui taluz sau la executarea lucrărilor de descopertă dintr-o carieră nu înseamnă aducerea excavației în stadiul de echilibru limită, întrucît neomogenitatea formațiunilor geologice, anizotropia rocilor, influența diferiților factori asupra comportamentului acestora la solicitări fac imposibilă delimitarea domeniilor de siguranță și instabilitate. În plus, posibilitatea cedării rocilor ce intră în componența taluzelor este determinată, așa după cum arăta A. Casagrande (1950), de o serie de factori ce nu pot fi prinși în calcule, de riscuri asumate prin utilizarea unor formule empirice sau a unor experiențe anterioare, cît și de alte riscuri subiectiv cum ar fi de exemplu nerespectarea în timpul execuției a soluțiilor tehnice preconizate, neurmărirea pe parcurs a realizării condițiilor și parametrilor proiectați etc.

Deosebirea dintre condițiile reale în care lucrează rocile dintr-un taluz și condițiile extreme limită corespunzătoare ruperii acestora se apreciază printr-un indice convențional numit *coeficient de siguranță la stabilitate* sau

simplu *coeficient de stabilitate*. În situații normale, mărimea acestui coeficient trebuie să fie supraunitară, atît pentru a reliefa starea de eforturi a masivului cît și pentru a acoperi influențele negative asupra stabilității exercitate de factori necunoscuți sau incerți. Între mărimea coeficientului de siguranță și gradul de stabilitate a unui taluz există o proporționalitate directă și, din motive de eficiență economică, această mărime nu poate depăși anumite limite. De regulă coeficienții de siguranță nu sînt acoperitori pentru categoria riscurilor subiective.

Principalele procedee de determinare a gradului de stabilitate a taluzelor sînt grupate în două mari categorii.

O primă categorie presupune că deranjarea echilibrului taluzelor are loc sub acțiunea greutății proprii, prin ruperea sau alunecarea masivului de roci pe o suprafață preexistentă sau formată în cadrul procesului de alunecare.

Procedeele din cea de a doua categorie se bazează pe determinarea distribuției și mărimii tensiunilor din masivul de roci delimitat prin taluze, valori care se compară apoi cu rezistența rocilor. În cazul în care aceste mărimi sînt egale se consideră că masivul se află în starea de eforturi limită, iar atunci cînd mărimea tensiunilor depășește rezistența rocilor, echilibrul acestora nu mai poate fi păstrat și atunci are loc surparea taluzelor.

În practică, coeficientul de siguranță la stabilitate al taluzelor are mai multe definiții, care vor fi prezentate, pe scurt, în continuare.

1. Raportul dintre înălțimea maximă (H_m) ce poate fi dată unui taluz asigurîndu-i-se stabilitatea și înălțimea sa reală (H_r);

$$F_s = \frac{H_m}{H_r} \tag{4.338}$$

Domeniul de aplicabilitate al acestei definiții este restrîns la condițiile unor masive omogene. Înălțimea maximă trebuie să îndeplinească condițiile echilibrului limită, sau să nu depășească starea de eforturi limită. Valoarea sa se stabilește prin executarea unor taluze cu înălțimi din ce în ce mai mari pentru înclinări date și condiții de zăcămînt identice, pînă se ajunge la înălțimea la care rocile din taluz devin nestabile și se surpă.

2. Raportul dintre momentul forțelor pasive (M_p) și cele active (M_a) dezvoltat pe o suprafață de rupere circulară. Domeniul de aplicare a definiției este limitat la acele metode de calcul care au la bază ipoteza cedării taluzelor pe suprafețe de alunecare circulare:

$$F_s = \frac{M_p}{M_a} \tag{4.339}$$

Momentul forțelor pasive sau de stabilitate poate fi determinat prin una din relațiile următoare de calcul:

$$M_p = R(\Sigma N \cdot \operatorname{tg} \varphi + c \cdot L) \tag{4.340}$$

în care R este raza cercului de alunecare; L — lungimea cercului de alunecare; N — componenta normală a greutății rocilor cuprinse în prisma de alunecare.

sau $$M_p = R(\Sigma l_i \cdot \tau_i) \tag{4.341}$$

în care l_i este partea din cercul de alunecare, corespunzătoare unei fîşii de lăţime Δl, iar τ_i — rezistenţa la forfecare a rocii din segmentul l_i.

Momentul forţelor active sau de rupere se determină cu relaţiile

$$M_r = R \cdot \Sigma T \tag{4.342}$$

în care ΣT este suma eforturilor tangenţiale ale prismei de alunecare,

sau

$$M_r = G \cdot d \tag{4.343}$$

în care G este componenta gravitaţională a prismei de alunecare, iar d — distanţa de la centrul de greutate al prismei la normala coborîtă din centrul cercului de alunecare.

În aceste două cazuri, exprimarea coeficientului de siguranţă va fi dată de relaţiile

$$F_s = \frac{R(\Sigma N \cdot \operatorname{tg}\varphi + c \cdot L)}{R \cdot \Sigma T} = \frac{\Sigma N \cdot \operatorname{tg}\varphi + c \cdot L}{\Sigma T} \tag{4.344}$$

şi

$$F_s = \frac{R(\Sigma l_i \cdot \tau_i)}{G \cdot d} \tag{4.345}$$

În cazul relaţiei 4.344, Casagrande (1950) a constatat că este corect să se lucreze cu eforturile normale efective medii ($\bar{\sigma}$) de pe suprafaţa de alunecare şi cu eforturile tangenţiale medii ($\bar{\tau}$), adică

$$\bar{\sigma} = \frac{\Sigma N}{L} = \frac{\Sigma \bar{\sigma} \cdot \Delta l_i}{L}, \tag{4.346}$$

iar din numitorul aceleiaşi relaţii

$$\Sigma T_i = \Sigma G_i \sin \beta_i \tag{4.347}$$

în care G_i este greutatea unei fîşii de lăţime Δl_i, iar β_i — unghiul făcut de cercul de alunecare cu orizontala.

Raportat la lungimea cercului de alunecare, rezultă :

$$\bar{\tau} = \frac{\Sigma G_i \sin \beta_i}{L} \tag{4.348}$$

Înlocuind termenii relaţiei 4.344 cu cei ai relaţiilor 4.346 şi 4.348, rezultă :

$$F_s = \frac{c + \bar{\sigma} \operatorname{tg}\varphi}{\bar{\tau}}. \tag{4.349}$$

În cazul rocilor în care poate interveni şi presiunea interstiţială (u_w) efortul normal scade şi devine efectiv egal în cazul relaţiei 4.349 cu $\sigma_e = \sigma - u_w$ şi $N_e = N - u_w$ în cazul relaţiei 4.344.

3. Raportul dintre caracteristicile de rezistenţă determinate în laborator sau „in situ“ ($\operatorname{tg}\varphi$ şi c) şi caracteristicile de rezistenţă rezultate din calcul ca fiind necesare pentru păstrarea echilibrului limită ($\operatorname{tg}\varphi_n$ şi c_n) :

$$F_s = \frac{\operatorname{tg}\varphi + c}{\operatorname{tg}\varphi_n + c_n} \tag{4.350}$$

Pentru rocile necoezive coeficientul de siguranță reprezintă raportul dintre tangenta unghiului de frecare interioară determinată prin încercări pe probe ($\operatorname{tg}\varphi$) și cea rezultată din calcul ($\operatorname{tg}\varphi_n$):

$$F_s = \frac{\operatorname{tg}\varphi}{\operatorname{tg}\varphi_n} \tag{4.351}$$

În cazul rocilor cu frecare mică și coeziunea mare, se adoptă pentru taluz o geometrie aproximativă, pentru care se calculează coeziunea necesară păstrării stabilității limită. Raportul dintre coeziunea rocilor determinată pe epruvete și coeziunea necesară, rezultată din calculul efectuat ca mai sus, reprezintă coeficientul de siguranță al taluzului respectiv. Dacă mărimea acestuia este corespunzătoare, se adoptă parametrii geometrici utilizați în calcul, iar dacă nu se refac calculele pînă la găsirea valorilor convenabile.

Așadar, în acest caz

$$F_s = \frac{c}{c_n}, \tag{4.352}$$

definiție care se aplică în cazul procedeelor de calcul bazate pe echilibru limită indiferent de forma suprafeței de alunecare, ceea ce reprezintă un avantaj față de primele două definiții.

4. Raportul dintre rezistența efectivă a rocilor la forfecare (τ) și rezistența la forfecare necesară pentru păstrarea echilibrului acestora în taluz (τ_{nec}), reprezintă tot un coeficient de siguranță:

$$F_s = \frac{\tau}{\tau_{nec}} \tag{4.353}$$

Pentru aceeași valoare (σ) a efortului normal, rezistența la forfecare necesară pentru păstrarea stabilității taluzului, în cazul unei coeziuni pure (c_{nec}, $\varphi = 0$) este egală cu rezistența la forfecare necesară aceluiași scop, dar cu frecare interioară pură (φ_{nec}, $_{c=0}$), adică

$$\tau_{nec} = c_{nec}, _{\varphi=0} = \sigma \operatorname{tg} \varphi_{nec}, _{c=0}$$

de unde:

$$\sigma = \frac{c_{nec}, _{\varphi=0}}{\operatorname{tg} \varphi_{nec}, _{c=0}} \tag{4.354}$$

Exprimînd rezistența la forfecare a rocilor prin ecuația lui Coulomb, coeficientul de siguranță din relația 4.355 va fi

$$F_s = \frac{c + \operatorname{tg}\varphi}{c_{nec}} = \frac{c + \sigma \operatorname{tg}\varphi}{\operatorname{tg} \varphi_{nec}} \tag{4.355}$$

Înlocuind efortul normal (σ) din relația 4.355 cu termenii relației 4.354, J. Ohde (1938) a formulat o altă definiție a coeficientului de siguranță și anume:

$$F_s = \frac{c}{c_{nec}, _{\varphi=0}} + \frac{\operatorname{tg}\varphi}{\operatorname{tg} \varphi_{nec}, _{c=0}} \tag{4.356}$$

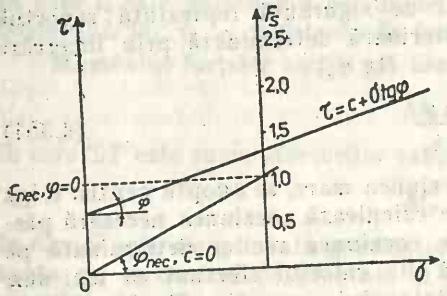


Fig. 4.136. Determinarea pe cale grafică a coeficientului de siguranță după regula lui Ohde.

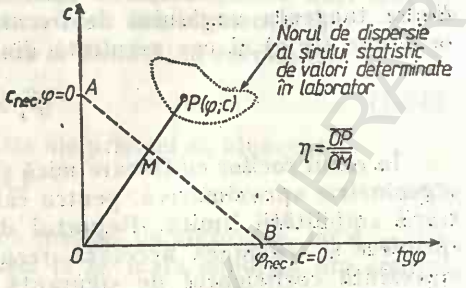


Fig. 4.137. Răspîndirea valorilor caracteristicilor de rezistență determinate în laborator față de linia ce reprezintă valorile necesare pentru realizarea echilibrului.

Pe diagrama $\tau = f(\sigma)$ stabilită în laborator sau „in situ" (fig. 4.136) se reprezintă $\varphi_{nec,\ c=0}$ și $c_{nec,\ \varphi=0}$.

Prin punctul de intersecție al paralelei cu axa absciselor avînd ordonate $c_{nec,\ \varphi=0}$, cu dreapta dusă din origine la un unghi $\varphi_{nec,\ c=0}$, se trasează o dreaptă paralelă cu axa ordonatelor care va constitui axa de reprezentare a coeficienților de siguranță, punctul de intersecție corespunzînd echilibrului limită, adică $F_s = 1$. Procedeul permite, deci, stabilirea influenței dispersiei valorilor determinate în laborator sau „in situ" pentru coeziune și unghiul de frecare interioară.

5. Reprezentînd într-un sistem de axe φ și c, valorile φ_{nec} pentru $c = 0$ și c_{nec} pentru $\varphi = 0$ (fig. 4.137), valorile corespunzătoare echilibrului limită se găsesc aproximativ pe o dreaptă ce trece prin aceste puncte.

Raportul dintre segmentul de dreaptă avînd un capăt în origine și celălalt în punctul avînd coordonatele φ și c corespunzătoare valorilor medii ale caracteristicilor de rezistență ale rocii, așa cum au rezultat prin încercări în laborator sau „in situ", și segmentul de dreaptă avînd aceeași origine și al doilea capăt pe dreapta care unește φ_{nec} pentru $c = 0$, cu c_{nec} pentru $\varphi = 0$, reprezintă de asemenea o definiție a coeficientului de siguranță:

$$F_s = \frac{\overline{OP}}{\overline{OM}} \tag{4.357}$$

Din compararea domeniului de împrăștiere a valorilor determinate în laborator cu cele reprezentînd dreapta AB din figura , se apreciază siguranța taluzului analizat.

Autorul a presupus că locul geometric al tuturor punctelor care îndeplinesc condiția ca valorile caracteristicilor de rezistență să asigure echilibrul limită este reprezentat de o dreaptă.

J. Verdeyen și V. Roisin (1955) afirmă că de fapt locul geometric al acestor valori se găsește pe o curbă ce reprezintă arcul de cerc al coardei AB, în timp ce P. Londe și J. Sterenberg (1965) susțin că această curbă are o concavitate inversă (fig. 4.138).

După cum rezultă din comparația celor două reprezentări, contradicția este destul de serioasă, întrucît diferența de pe segmentul OP, dintre punctele

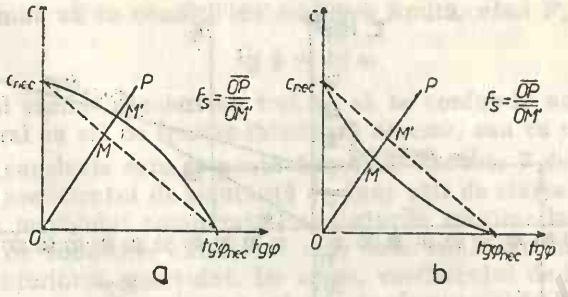


Fig. 4.138. Determinarea coeficientului de siguranță după: a) Verdayen și Roisin; b) Londe și Sterenberg.

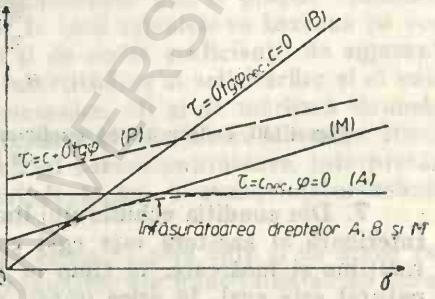


Fig. 4.139. Aprecierea condițiilor de stabilitate ale unui taluz cu ajutorul dreptelor intrinseci și a înfășurătorii acestora.

M și M', M și M'' sau M' și M'' este destul de mare și poate avea o valoare care în realitate să indice un coeficient de siguranță eronat. Din acest motiv, este recomandabil ca pentru valori mici ale coeficientului de siguranță procedeul să nu fie aplicat.

Cu datele oferite de relația 4.357, într-un sistem de axe $\tau = f(\sigma)$ se trasează dreptele intrinseci avînd caracteristicile de rezistență ale punctelor A, B și M și înfășurarea acestora (fig. 4.139).

Dreapta intrinsecă corespunzătoare parametrilor determinați în laborator (punctul P din fig. 4.139) trebuie să fie cît mai depărtată de înfășurătoare, pentru ca taluzul format din rocile pe care le reprezintă să fie stabil.

6. O altă definiție a coeficientului de siguranță pleacă de la constatarea că φ_{nec} pentru $c = 0$ este tot una cu unghiul de taluz natural, iar coeziunea pură poate fi exprimată pe baza teoriei plasticității a lui Sokolovski, în funcție de înălțimea (H), de înclinarea taluzului exprimată în radiani (α) și de greutatea volumetrică (γ) a rocilor, adică:

$$c_{nec\ pt\ \varphi=0} = \frac{\gamma \cdot H}{2\left(1 + \frac{\pi}{2} - \alpha\right)} \qquad (4.358)$$

Pentru determinarea mărimii coeficientului de siguranță se utilizează nomograma din fig. 4.140, elaborată de E. Dermietzel (1969). Punctul de intersecție a ordonatei coeficientului de siguranță cu dreapta $\tau = c + \sigma\, tg\, \varphi$ (în care φ și c sînt caracteristicile de rezistență ale rocii care formează taluzul) indică mărimea coeficientului de siguranță al taluzului analizat.

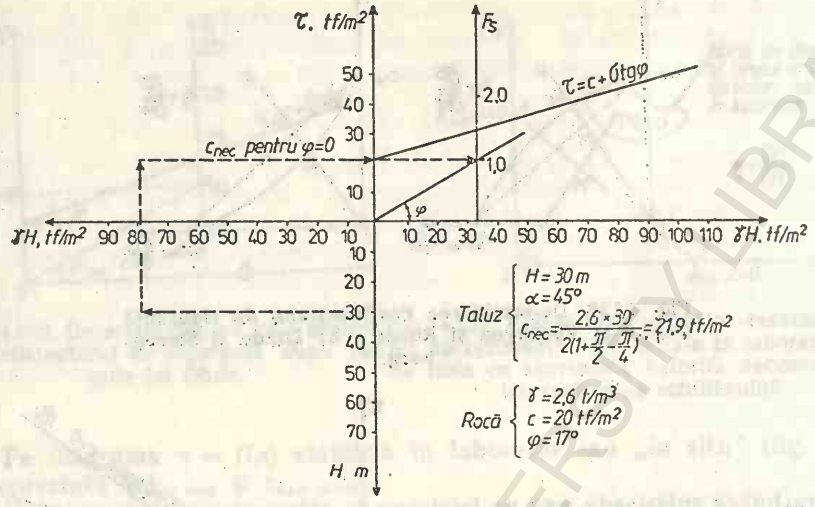


Fig. 4.140. Determinarea coeficientului de siguranță după metoda propusă de Dermietzel.

7. Din condiția echilibrului limită a rocilor necoezive, unghiul de frecare interioară al acestora este egal cu unghiul de taluz natural, indiferent de înălțime și încărcare, în timp ce în cazul rocilor coezive, unghiul de taluz natural este egal, în orice punct, cu așa-zisul unghi de tăiere.

N. N. Maslov (1961) face această demonstrație plecînd de la relația 4.349, pe care o scrie sub forma :

$$F_s = \frac{\sigma\left(\operatorname{tg}\varphi + \frac{c}{\sigma}\right)}{\tau} = \frac{\sigma}{\tau}\operatorname{tg}\psi \qquad (4.359)$$

în care

$$\operatorname{tg}\psi = \operatorname{tg}\varphi + \frac{c}{\sigma} \qquad (4.360)$$

Pentru că efortul normal este direct proporțional cu diferența de nivel dintre suprafață și punctul analizat și cu greutatea volumetrică a rocilor din taluz, relația (4.360) se poate scrie și sub forma

$$\operatorname{tg}\psi = \operatorname{tg}\varphi + \frac{c}{\gamma H} \qquad (4.361)$$

adică, în cazul rocilor coezive, valoarea unghiului de tăiere este invers proporțională cu aceea a înălțimii.

Prin introducerea în relația (4.359) a valorii unghiului α a taluzului obținută din relația $\operatorname{tg}\alpha = \frac{\tau}{\sigma}$ se obține

$$F_s = \frac{\operatorname{tg}\psi}{\operatorname{tg}\alpha}, \qquad (4.362)$$

BCU IAȘI CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

ceea ce înseamnă că în condiții de echilibru limită, cînd $F_s = 1$,

$$\operatorname{tg} \psi = \operatorname{tg} \alpha, \tag{4.363}$$

adică în cazul rocilor coezive nu trebuie să se confunde noțiunile de unghi de taluz natural cu cel de frecare interioară necesar, sau cu unghiul de tăiere.

O primă concluzie care se poate desprinde din cele 7 definiții prezentate este aceea că coeficientul de siguranță depinde atît de starea reală de eforturi din interiorul masivului comparată cu eforturile maxime la care pot rezista rocile, cît și de condițiile exterioare care determină sau modifică starea de eforturi din interiorul masivului. De aceea, coeficientul de siguranță trebuie să constituie nu numai o măsură a stărilor de eforturi, ci trebuie să țină seama și de elementele necunoscute, incerte sau subiective.

Datorită cunoștințelor actuale de geologie inginerească, de mecanică a pămînturilor și a rocilor, riscurile necunoscute pot fi practic eliminate. Riscurile calculate corespund domeniilor în care calculele se bazează pe considerații empirice sau analize calitative și de aceea coeficienții de siguranță trebuie să țină seama atît de gradul de incertitudine al solicitărilor și al valorilor caracteristice proprietăților fizico-mecanice, cît și de mărimea daunelor materiale care ar putea fi provocate de cedarea și alunecarea taluzelor. Riscurile subiective se pot datora unei organizări necorespunzătoare, interpretării greșite a proiectului, sau folosirii nesatisfăcătoare a cunoștințelor tehnice disponibile.

Întîmplarea nu poate fi întotdeauna estimată prin cifre și de aceea este indicat ca dimensionarea elementelor geometrice ale unui taluz să se bazeze și pe probabilitate. Problema cea mai dificilă însă, este aceea a stabilirii valorilor admisibile, pînă în prezent neexistînd criterii și norme care să fie unanim recunoscute și aplicate.

Literatura de specialitate cuprinde însă și cîteva propuneri și recomandări ce soluționează problema fără a ține seama de erorile sistematice pe care le introduc în calcule diferitele limitări și ipoteze simplificatoare specifice fiecărui procedeu în parte.

C. A. Cornell (1967) propune să se folosească în calculele de dimensionare parametrii distribuției tensiunilor și ai rezistențelor, adică valorile medii și dispersiile acestora. Din funcția exponențială cu care aproximează extremitățile distribuțiilor deduce pentru coeficientul de siguranță un raport între valorile medii ale rezistenței și ale tensiunii, ca o funcție a probabilității admise de cedare și a dispersiilor tensiunii și rezistenței.

După cum arată J. Ferry Borges și M. Castanheta (1971), problema de bază, în forma cea mai simplă, care cuprinde de fapt conceptele fundamentale ale siguranței, se pune după cum urmează:

Notînd cu S tensiunile care acționează în masivul din interiorul unui taluz și cu X valoarea intensității acestor forțe, în momentul cedării, variabila X ajunge la o valoare R care este egală cu valoarea rezistenței rocilor din zona de rupere. Pentru a nu se produce ruperea, trebuie îndeplinită con-

diția ca $S < R$. Cantitățile S și R fiind aleatorii, funcțiile de distribuție f_S și f_R se definesc la rîndul lor, astfel:

$$f_S(X) = P(S < X) \tag{4.364}$$

$$f_R(X) = P(R < X) \tag{4.365}$$

și ca atare,

$$P(S \geqslant x) = 1 - f(x) \tag{4.366}$$

Cum acestor funcții de distribuție le corespund funcțiile de densitate de probabilitate $\varnothing_S(x)$ și $\varnothing_R(x)$, probabilitatea de cedare a rocilor din taluz — P_c — este dată de relația

$$P_c = P(S > R) = \int_0^\infty f_R(x)\varnothing_S(x)dx = \tag{4.367}$$

$$= \int_0^\infty [1 - f_S(x)]\varnothing_R(x)dx$$

Întrucît în domeniul valorilor negative, variabila x este lipsită de sens fizic, integrala se extinde numai de la 0 la ∞.

Pentru analiza stabilității unui taluz prezintă importanță atît coeficientul de siguranță central F_c, cît și coeficientul de siguranță caracteristic F_c pentru dimensionare fiind totuși mai important coeficientul de siguranță de calcul F_s.

Coeficientul de siguranță central F_c este definit ca fiind raportul dintre valorile medii ale lui $f_R(x)$ și $f_S(x)$.

Coeficientul de siguranță caracteristic, F_c, este egal cu raportul dintre cuantila inferioară de 5% a lui $f_R(x)$ și cuantila superioară de 5% a lui $f_S(x)$.

Coeficientul de siguranță de calcul F_s este definit ca raportul dintre cuantila inferioară de 5% a lui $f_R(x)$ și cuantila superioară de 5% a lui $f_S(x)$.

Cuantila de 5% a lui $f_R(x)$ corespunde de fapt rezistenței de calcul R_c, cu care se compară tensiunile de calcul la verificarea condiției de siguranță $R_S > S_S$ sau $R_S > S_C \cdot F_s$.

Pînă la rezolvarea completă a problemei abordate pe această cale, greutatea ce mai mare o reprezintă totuși stabilirea unor valori limită pentru coeficienții de siguranță ai taluzelor.

După o experimentare de 10 ani, în U.R.S.S. sînt valabile în ceea ce privește mărimea coeficienților de siguranță ai taluzelor din cariere prescripțiile elaborate în anul 1972 de Institutul unional de cercetări științifice pentru geomecanică minieră și topografie (VNIMI) din Leningrad.

Potrivit prevederilor acestor prescripții, mărimea coeficienților de siguranță ai taluzelor treptelor de lucru sau de margine ale carierelor, haldelor, iazurilor de decantare și debleelor executate pentru căi de comunicație, se stabilesc în funcție de gradul de cunoaștere și de reprezentativitate a caracteristicilor de rezistență a rocilor, de modificarea lor în timp, de tehnologia de execuție și de influența șocurilor dinamice manifestate atît în perioada realizării cît și după aceea.

În calculele care au la bază stările limită, se iau în considerație într-o formă evidentă numai cei mai importanți factori de care depinde trecerea

în stare limită, influența celorlalți factori fiind cuprinsă în ansamblu prin așa numitul coeficient al condițiilor de lucru. Mărimea coeficientului de siguranță total, este rezultatul produsului coeficienților parțiali stabiliți pentru diferite influențe:

$$F_s = F_1 \cdot F_2 \cdot F_3 \ldots F_n \tag{4.368}$$

în care F_i reprezintă valorile coeficienților parțiali.

1. Valorile caracteristicilor de rezistență ale rocilor, trebuie să fie cunoscute cu o eroare de cel mult 5—10%. Coeficientul de siguranță parțial pentru această condiție este recomandabil să fie cuprins între 1,05—1,10, adică în medie ar trebui să fie de 1,07.

Influența impreciziei caracteristicilor geotehnice asupra calculelor de stabilitate, poate fi redusă prin utilizarea unor valori de calcul obținute prin corectarea valorilor medii, cu ajutorul unor coeficienți de siguranță a căror mărime rezultă din caracteristicile obținute prin analizele de laborator sau de teren:

$$x_c = \bar{X} \cdot F_x \tag{4.369}$$

unde x_c este valoarea de calcul a caracteristicii geotehnice; X — valoarea medie a aceleiași caracteristici; F_x — coeficient de siguranță ce rezultă din relația:

$$F_x = \frac{1}{1+q} \tag{4.370}$$

în care q reprezintă indicele de precizie cu care a fost determinată valoarea medie și rezultă din formula:

— pentru greutatea specifică aparentă:

$$q = \frac{t}{\bar{X}\sqrt{n}} \tag{4.371}$$

— pentru unghiul de frecare internă și pentru coeziune:

$$q = \frac{t \cdot \partial(a,\ b)}{\bar{X}} \tag{4.372}$$

în care ∂ este abaterea medie pătratică calculată cu una din relațiile 3.214, 3.215 sau 3.216 din volumul I); t — variabilă ce depinde de probabilitate și de mărimea gradului de libertate al selecției (tabelul 3.41 din volumul I); n — numărul de analize sau determinări.

Utilizarea în calcule a valorilor astfel obținute, face posibilă înlăturarea din coeficientul de siguranță total (determinat cu relația 4.368) a coeficientului parțial F_1.

2. Limita maximă de reducere în timp a rezistenței rocilor moi coezive ajunge, ca urmare a destinderii sau umflării la tulburare a structurii inițiale, ceea ce necesită o acoperire de circa 20—30%, în timp ce în cazul rocilor tari stîncoase și semistîncoase rezistența la dislocare a masivului depinde în primul rînd de fisurarea acestuia. În funcție de influența acestui factor, erorile de calcul pot fi aproape nule sau pînă la 20—30%, ceea ce face ca $F_2 = 1{,}2—1{,}3$.

Determinarea mărimii caracteristicilor de rezistență în funcție de gradul de tulburare la care poate ajunge în timp structura inițială a rocilor moi, sau în funcție de coeficientul de slăbire structurală a masivelor în cazul rocilor fisurate, poate elimina și acest coeficient parțial din mărimea coeficientului de siguranță total.

3. Coeficientul parțial de siguranță datorat erorilor de determinare a valorii medii a greutății volumetrice, a erorilor datorate metodelor și procedeelor de calcul și a șocurilor provocate de exploziile masive este luat în ansamblu pînă la o valoare maximă $F_3 = 1{,}15-1{,}20$.

Prin utilizarea relației 4.369 la determinarea valorii de calcul a greutății volumetrice mărimea acestui coeficient parțial se reduce.

4. Gradul de cunoaștere a geometriei formațiunilor geologice în care vor fi executate taluzele trebuie să aibă o probabilitate de 90—95%, ceea ce înseamnă un coeficient de siguranță egal cu 1,05—1,10, valoarea acestuia crescînd odată cu scăderea probabilității de cunoaștere a geometriei formațiunilor geologice.

De asemenea, datorită influenței unor condiții geologice concrete sau a unor condiții de tehnică minieră, mai pot apărea și alte valori ale coeficienților de siguranță parțială.

Tabelul 4.5. **Coeficienții de siguranță pentru taluze de cariere**

Categoria de taluze	Mărimea coeficientului de siguranță în funcție de durata de funcționare	
	pînă la 5 ani	peste 5 ani
Sisteme de taluze de margine neactive alcătuite din argile sau roci fisurate	1,20	1,30
Idem în roci nisipoase — grezoase și pietrișuri	1,15	1,20
Taluzele care alcătuiesc linia activă a carierelor	1,20	—
Taluzele treptelor de lucru și de haldă :		
— fără utilaje	1,10	—
— cu utilaje	1,50	—
Taluzele treptelor de margine alcătuite din argile sau roci fisurate	1,50	2,00
Taluzele treptelor de margine alcătuite din roci nisipoase-grezoase și pietrișuri	1,15	1,20

În funcție de scopul pentru care este executat taluzul, valoarea coeficientului total de siguranță (după institutul VNIMI din Leningrad, 1972,) nu trebuie să fie mai mică decît valorile din tabelul 4.5. O recomandare aproximativ identică face și I. Scherman (1966) care, pentru a reduce probabilitatea de cedare la o valoare acceptabilă, recomandă ca valorile coeficienților de siguranță să fie cuprinse între 1,25 și 2.

În practica carierelor pentru taluzele de scurtă durată se ia în considerare coeficientul de siguranță $F_s = 1{,}1$ în timp ce pentru taluzele de margine se adoptă $F_s = 1{,}3$. Pentru taluzele treptelor pe a căror bermă superioară vehiculează utilaje, coeficientul de siguranță nu trebuie să fie mai mic de 1,5, pentru a putea prelua nu numai tensiunile datorate greutății utilajelor, ci și vibrațiile acestora.

Tabelul 4.6. **Coeficienţi de siguranţă pentru baraje şi diguri**

Solicitări	Cînd se face solicitarea	Condiţii	Se verifică taluzul din:	Ce eforturi trebuie avute în vedere	Condiţia de determinare a caracteristicilor de rezistenţă	Coeficienţi de siguranţă	
						Fără cutremur	Cu cutremur
Fundamentale	1. La terminarea construcţiei		Amonte şi Aval	Eforturi efective Eforturi totale	Consolidat nedrenat Neconsolidat nedrenat	1,30	1,00
Accidentale	2. În exploatare curentă	Lac plin pînă la nivelul de reţenţie	Aval	Eforturi efective	Consolidat nedrenat Drenat	1,50	1,20
	3. În exploatare curentă	Lac parţial umplut	Amonte	Eforturi efective	Consolidat nedrenat Drenat	1,50	1,20
	4. Golire bruscă	De la nivelul normal de reţenţie	Amonte	Eforturi efective	Consolidat nedrenat	1,30	Nu se verifică
	5. Golire bruscă	De la nivelul maxim	Amonte	Eforturi efective	Consolidat verifică	1,20	Nu se verifică

BUCUREŞTI CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Pentru asigurarea stabilității digurilor și barajelor de pămînt și anrocamente, normativele sovietice prevăd ca geometria taluzelor acestora să fie în așa fel proiectată și realizată, încît să corespundă următorilor coeficienți de siguranță:

a. Pentru sarcini fundamentale:

— baraje din clasa I: $F_s = 1{,}30-1{,}50$
— baraje din clasa II: $F_s = 1{,}20-1{,}40$
— baraje din clasa III: $F_s = 1{,}15-1{,}32$
— baraje din clasa IV: $F_s = 1{,}10-1{,}25$

b. Pentru sarcini accidentale:

— clasa I și II: $K = 1{,}10$
— clasa III și IV: $K = 1{,}05$

În țară, un pas înainte în această direcție îl reprezintă prevederile instrucțiunilor departamentale pentru proiectarea barajelor de mică înălțime realizate din pămînt (1973) potrivit cărora coeficienții de siguranță trebuie să aibă valorile din tabelul 4.6.

Atunci cînd mărimea coeficientului de siguranță normat nu corespunde cu valoarea aceluiași coeficient rezultată din calcul, pentru un caz concret avînd înclinarea α, este necesar să se procedeze la corecția geometriei taluzului.

Dacă rezultă un coeficient de siguranță (F_{sr}) mai mic decît cel normat (F_{sn}), înclinarea taluzului (α_1) se reduce, iar cînd rezultă un coeficient de siguranță mai mare, atunci înclinarea acestuia se mărește.

Valoarea căutată a unghiului de taluz rezultă din expresia

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{\operatorname{tg}\alpha_1 \cdot F_{sr}}{F_{sn}} \qquad (4.373)$$

în care α este unghiul de taluz căutat; F_{sr} — coeficient de siguranță rezultat din calcule; F_{sn} — coeficient de siguranță normat; α_1 — înclinarea taluzului ce trebuie modificată.

Înainte de executarea unui taluz, versantul are o stabilitate evidență, marcată printr-un coeficient de siguranță cu valori care întrec de cîteva ori valoarea corespunzătoare echilibrului limită. În timpul excavării, rezerva de stabilitate a părții din versant situată în partea sa superioară, se reduce fără a produce deformații.

Oscilațiile aleatoare ale rezervelor de rezistență ale masivului de roci, deci și ale coeficientului de siguranță, provocate de influența factorilor periodici (cum ar fi în cazul rocilor moi, topirea zăpezilor sau ploile abundente), pot ajunge cu valorile lor minime sub cele ale echilibrului limită, punînd în acest fel versantul în mișcare (fig. 4.141).

Din motive de ordin tehnologic, înclinarea generală a liniei active a treptelor de lucru dintr-o carieră, este cu mult mai mică decît aceea a liniei generale a taluzelor care rămîn în final pe contur și de aceea, coeficientul de siguranță al sistemului de trepte care se apropie de ampriza finală a carierei scade treptat spre echilibru limită (fig. 4.142).

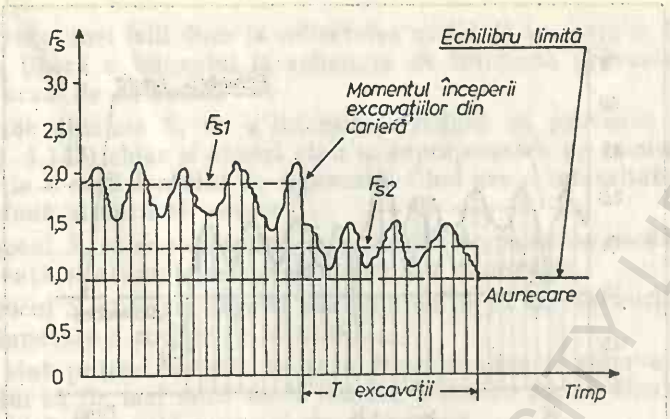


Fig. 4.141. Variația coeficientului mediu de siguranță sub influența diferiților factori (după P. Bomboe, 1973).

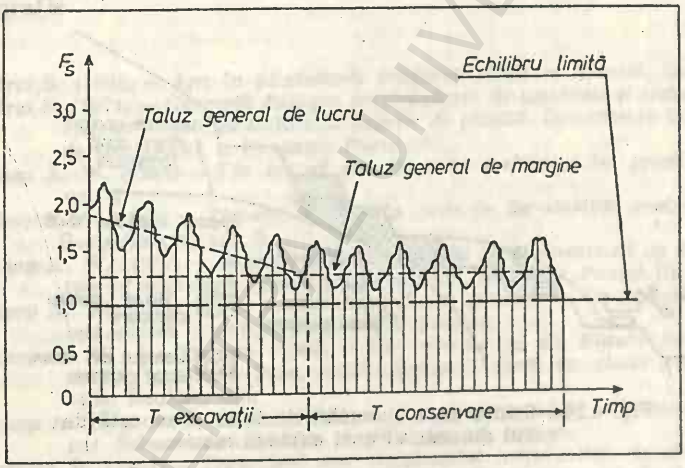


Fig. 4.142. Variația coeficientului mediu de siguranță în timpul lucrărilor de excavare (după P. Bomboe, 1973).

Avînd în vedere că în masiv rocile prezintă o variație mare a valorilor caracteristicilor de rezistență, în timp ce geometria unui taluz se determină pe baza valorilor medii, cît și pentru faptul că odată cu deplasarea taluzului, spre limitele carierei, în zona elementului de rezistență al acestuia, intră sau ies o serie de suprafețe de minimă rezistență la care se mai pot adăuga și alte influențe, coeficientul de siguranță prezintă în timp o serie de oscilații față de valoarea sa medie.

De la o anumită valoare medie, oscilațiile în minus ale coeficientului de siguranță pot deveni periculoase pentru stabilitatea taluzului. Din acest motiv, de la o anumită distanță față de contur, lucrările de excavare cu explo-

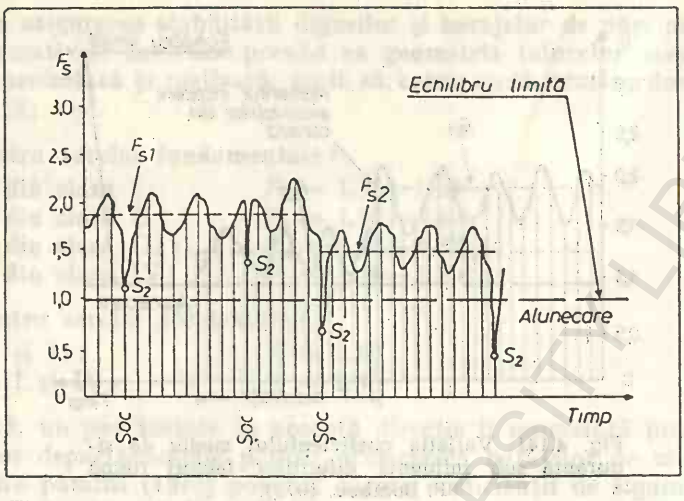


Fig. 4.143. Acţiunea şocurilor dinamice asupra coeficientului mediu de siguranţă (după P. Bomboe, 1973).

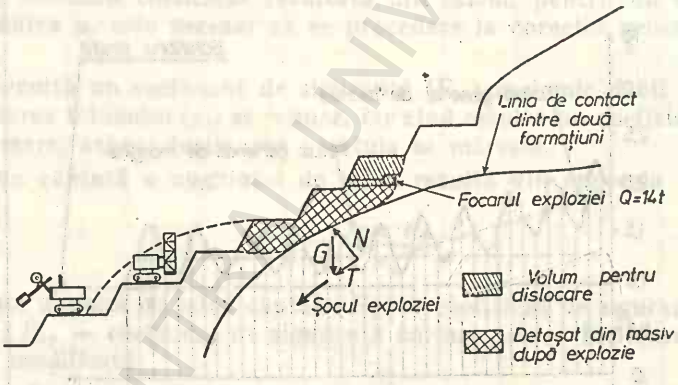


Fig. 4.144. Schiţa unei alunecări de taluz provocată de şocul dinamic al unei explozii masive.

zivi vor trebui realizate cu anumite restricţii şi sub protecţia unor găuri de ecranare care să limiteze cît de cît fisuraţia masivului din prisma potenţială de alunecare.

În cazul unor coeficienţi de siguranţă mici, orice influenţă negativă suprapusă peste o oscilaţie în minus a coeficientului de siguranţă, poate aduce rocile din taluz sub echilibru limită şi provoacă alunecarea.

Graficul din fig. 4.143 prezintă modul în care poate acţiona negativ un şoc dinamic produs de un cutremur sau de o explozie masivă, asupra stabilităţii unui taluz. După cum se ştie, aceste solicitări sînt periculoase numai atunci cînd direcţia lor de propagare este din masiv către carieră. Neregularitatea în plan a liniei fronturilor de lucru poate duce la situaţii în care propagarea undei de şoc devine periculoasă numai pe direcţiile care se suprapun cu direcţia forţelor active ce tind să scoată masivul din echilibru.

BCU CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Prezența unei falii duce la reflectarea undei de șoc care se întoarce către suprafața liberă a taluzului la solicitare de tracțiune provocînd deformații care nu erau de așteptat.

Un șoc dinamic S_1 de o intensitate redusă nu provoacă deformații în taluz (fig. 4.143) chiar și atunci cînd se suprapune cu un minim de pe curba de oscilație a coeficientului de siguranță. Cînd are o intensitate mai mare se pot ivi două situații și anume:

— șocul S_2 să se suprapună unui maxim de pe curba oscilațiilor rezervei de rezistență și atunci efectele sînt nule sau minime, și;

— șocul S_3 să se suprapună unei minime de pe aceeași curbă și să declanșeze o alunecare a rocilor în taluz.

Nu sînt puține cazurile în care după alunecare, rezerva de rezistență a taluzului să fie mai mică decît înainte și atunci șocuri dinamice de intensitate redusă S_4 repetă procesul de deformație.

Bibliografie

1. Andrei S. (1968) — *Apa în pămînturile nesaturate.* Editura tehnică, București.
2. Andrei S. (1971) — *Concepții moderne privind starea de umiditate și rezistența pămînturilor, aplicate la analiza stabilității maselor de pămînt.* Comunicare la a II-a Conferință de Geotehnică și Fundații, București.
3. Bishop A. W. (1954) — *The use of pore pressure coefficient in practice.* Geotechnique, vol. 4.
4. Bishop A. W. (1955) — *The use of the slip circle in the stability analysis of earth slopes.* Geotechnique, vol. 5.
5. Bishop A. W. (1957) — *Some factors controling the pore pressure set up during the construction of earth dams.* Prrc. 4 th. Inter. Conf. Soil Mech. Found. Eng. London, vol. 2.
6. Bishop A. W. (1961) — *The measurement of pore pressure in the triaxial test pore pressure and suction in soils,* Butterworths, London.
7. Bishop, A. W., L. Bjerrum (1960) — *The relevance of the triaxial test to the solution of stability problems.* Proc. ASCE. Research Conf. on shear strenght of cohesive soils, Boulder, Col.
8. Bishop A. W. și D. J. Henkel (1962) — *The measurement of soil properties in the triaxial test.* Edward Arnold Ltd., London second edition.
9. Bjerrum L. (1954) — *Theoretical and experimental investigation on the shear strength of soils.* Norwegian Geotechnical Institute Publication, no. 5. Oslo.
10. Bjerrum L. (1955) — *Stability of natural slopes in quick clay.* Geotehnique, vol. 5.
11. Bjerrum, L. (1961) — *The effective shear strenght parameters of sensitive clay.* Proc. 5 th. Intern. Conf. Soil Mech. Found. Eng. Paris, vol. 1.
12. Bjerrum L. (1967) — *Progressive failure in slopes of overconsolidated plastic clay and clay shales.* Proc. ASCE, vol. 93, no. SM 5 (Part. 1).
13. Bjerrum L., B. Kjaernsli (1957) — *Analysis of the stability of some norvegian natural clay slopes.* Geotechnique, vol. 7.
14. Bomboe P. (1973) — *Note de curs la geologie inginerească.* Biblioteca Univ. Buc.
15. Burmeister D. M. (1946) — *Factor of safety in stabilitya analysis.* Civil Engineering, vol. 16, no. 7.
16. Casagrande A. (1936) — *Characteristics of cohesionless soils affecting the stabiliy of slopes and earth fills.* Jornal B.S.C.E., vol. 23.
17. Casagrande A. (1950)— *Notes of the design of earth dams.* Journal B.S.C.E. October.
18. Chugaev R. R. (1964) — *Stability analys of earth slopes.* Moskva—Leningrad (Ierusalim, 1966).

19. Chugaev R. R. (1968) — *Calculating the stability of earth banks.* A translation of Gidrotehnichoskoe Stroitelstvo, no. 2.
20. Crawford C. B., W. J. Eden (1967) — *Stability of natural slopes in sensitive clay* Proc. A.S.C.E., vol. 93, no. SM 4.
21. Fellenius W. (1963) — *Calculation of the stability of earth dams.* Washington, vol. 4.
22. Florea M. (1971) — *Geomecanică.* Biblioteca Univ. Buc.
23. Florea M., F. Zamfirescu (1972) — *Probleme de geologie inginerească.* Biblioteca Univ. Buc.
24. Florea M. (1979) — *Alunecări de teren și taluze.* Editura tehnică, București.
25. Fröhlich O. K. (1955) — *General theory of stability of slopes.* Geotechnique, vol. 5.
26. Jambu N. (1954) — *Stability analysis of slopes with dimensionless parametres.* Harvard Soil Mechanics Series, no. 46, Cambridge, Mass.
27. Jambu N. (1968) — *Slope stability computation.* Soil Mechanics and Foundation Engineering the Technical University of Norway.
28. Lambe W. T., R. V. Witman (1969) — *Soil mechanics.* Jhon Wiley and Sons, New York.
29. Lehr H. (1967) — *Fundații. Exemple de calcul.* Editura tehnică, București.
30. Mayerhof G. G. (1961) — *The mechanism of flow slides in cohesive soils.* Geotechnique, vol. 7.
31. Morgenstern N. R. (1963) — *Stability charts for earth slopes during rapid drawdown,* Geotechnique, vol. 13.
32. Morgenstern N. R., V. E. Prince (1965) — *The analysis of the stability of general slip surface.* Geotechnique, vol. 15.
33. Öner M. (1974) — *Program G.P.S.* Soil Mechanics and Foundation Engineering the Technical University of Norway.
34. Peck R. B. (1967) — *Stability of natural slopes.* Proc. ASCE, vol. 93, no. SM 4.
35. Renius E. (1948) — *On the stability of upstream slope of earth dams.* Doctor's thesis, Kungliga Tehniska Hogskolan, Stockholm.
36. Renius E. (1955) — *The stability of slopes of earth dams.* Geotechnique, vol. 5.
37. Seed H. B. și H. A. Sultan (1967) — *Stability analysis for a sloping core embankment.* Proc. ASCE, vol. 93, no. SM 4.
38. Sevaldson R. A. (1956) — *The slide in Lodalen, october 6 th, 1954,* Geotechnique, vol. 6.
39. Skempton A. W. (1948) — *The $\varphi = 0$ analysis stability and its theoretical basis.* Proc. and Inter. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Rotterdam, vol. 1.
40. Skempton A. W. (1954) — *The pore-pressure coefficient A and B.* Geotechnique, vol. 14.
41. Skempton A. W. (1964) — *Long term stability of clay slopes.* Geotechnique, vol. 14.
42. Sokolovski V. V. (1965) — *Statics of goanular media.* Pergamon Press, London.
43. Taylor D. W. (1937) — *Stability of earth slopes.* J. Boston Soc. Civil Engrs., vol. 24.
44. Taylor D. W. (1949) — *Fundamentals of soil mechanics.* John Wiley and Sons, New York.
45. Terzaghi K. (1935) — *The actual factor of safety against sliding,* Structural Eng., vol. 13, London.
46. Terzaghi K. (1936) — *Stability of slopes of natural clay,* Proc. I.C.S.M., vol. 1, Cambridge, Mass.
47. Terzaghi K. (1936) — *Critical height and factor of safety of slopes against sliding.* Proc. I.C.S.M., vol. 1, Cambridge, Mass.
48. Terzaghi K. (1943) — *Teoretical soil mechanics.* John Wiley and Sons, New York.
49. Terzaghi K. (1960) — *From theory to practice in soil mechanics.* John Wiley and Sons, New York.
50. Turnbull I. W., M. I. Hvorslev (1967) — *Special problems in slope stability.* Proc. ASCE, vol. 93, no. SM 4.
51. Vargese P. C. (1949) — *Investigations of new procedure for analysing the stability* (Resistence Envelope Procedure suggested by A. Casagrande). Master in Engineering Thesis, Harvard Univ.
52. Whitman R. V. and W. A. Balley (1967) — *Use of computers for slope stability analysis.* Proc. ASCE, vol. 93, no. SM 4.
53. Zamfirescu F. (1966—1970) — *Referate asupra condițiilor geologice inginerești și hidrogeologice ale Văii Oltului între Racovița (Depresiunea Loviștei) și Dunăre* (12 titluri selecționate). Arhiva I.S.P.H. București.
54. Zamfirescu F. (1975) — *Stabilitatea taluzurilor.* Biblioteca Univ. Buc.
55. Zamfirescu F. (1976) — *Condițiile de stabilitate a taluzurilor naturale și artificiale constituite din terenuri argiloase.* Teză de doctorat. Biblioteca Univ. Buc.

56. Zamfirescu F. (1978) — *Programe de calcul automat al stabilității taluzurilor.* Biblioteca Univ. Buc.
57. A. W. Bishop, N. Morgenstern (1960 1973. — *Stability coefficients for earth slopes.* Geotechniques vol. 10, nr. 4.
58. P. Bomboe (1973) — *Note de curs la geologie inginerească.* Univ. Buc.,
59. E. Dermietzel (1970) — *Rutschungen auf horizontaler Gleitfuge Baugrundkursus, 1969,* Mitt. Inst. V.G.B. der techn. Hochschule Aachen.
60. G. L. Fisenko (1965) — *Ustoicivosti bortov carierov i otvalov.* Izd. Nedra, Leningrad.
61. G. L. Fisenko, M. A. Revazov, E. L. Galustian (1974) — *Ukreplenie otkosov v kartierah.* Izd. Nedra.
62. G. L. Fisenko, E. V. Kostin (1975) — *Ustoicivosti bortov orientirovannih diagonalino k prostiraniiu plastov.* Trudi VNIMI, sb. 96.
63. Fun Den Wang, Meng Chung Sun (1970) — *A Systematic Analysis of Pit Slope Structurs bi ths Stiffness Matrix Method.* Bureau of Mines R. I. nr. 7343.
64. Fun Den Wang, Meng Cherug Sun (1970) — *Slope Stability Analysis by the Finite Element Stress Analysis and Limiting Equilibrium Method.* Bureau of Mines R. I., 7341.
65. I. Ferry Borges, M. Castanheta (1974) — *Siguranța structurilor.* Editura tehnică, București.
66. E. Hoek (1970) — *Estimating the stability of excavated slopes in opencast mines.* Mining Industries Transactions, Inst. Mining Metall, London, october.
67. E. Hoek, J. W. Bray (1974) — *Rock Slope Engineering.* The Institution of Mining and Metallurgy, London.
68. Ch. Jaeger (1975) — *Mehanika gornih porod i injenernie soorujenia* (Rock Meckanics and engineering). Izdat. Mir Moskva.
69. A. R. Jumikis (1979) — *Rock Mechanics.* Trans. Tech. Publication. First Edition.
70. P. Londe, I. Sterenberg — *Contribution à la discussion sur le coefficients de sècuritèdes barrages en terre.* Compte Rendus du sixieme Congrès International de Mèchanique des sols et des travaux de fondations. Montreal, sept., 1965.
71. N. M. Maslov (1961) — *Osnovi mekaniki gruntov i injenernoi geologii.* Naucino techniceskoe izd. Moskva.
72. A. M. Mocialov, E. V. Kostin (1975) — *Rascet parametrav ustoicivih otkosov v sloistom massive porod.* Trudi VNIMI, sb. 96.
73. A. M. Mocialov (1975) — *Rascet parametrav ustoicivih otkosov v sloistom massive porod.* Fizikotehniceskie problemi razrabotki poleznih iskopoemih. Akademiia nauk SSSR Sibirskoe Otdelenie, nr. 4.
74. A. M. Mocialov, O. IU. Kreaciko (1975) — *Otenka ustoicivosti otvalov na karierah. Trudi* VNIMI, sb. 96.
75. A. M. Mocialov, T. P. Şikina (1976) — *Rascet parametrov ustoicivih otkosov.* VNIMI — Leningrad.
76. E. Nonvellier — *The stability analysis of Slopes with a slip surface of general shape.* Proc. 6 th Int. Conf. Seil Mech. Fondation Engg. Montreal, vol. 2, 1965.
77. D. R. Piteau, J. E. Jennings (1970) — *The effects of plan geometry on the stability of natural slopes in rock in the Kimberley area of South Africa.* Proc. 2 nd. Congress Int. Soc. Rock Mechanics, vol. 3, Belgrad 1970.
78. V. I. Puşcarev, V. T. Sapojnicov (1966) — *Predelinoe ravnovrenie otkosov kruglih viemok.* Trudi VNIMI.
79. A. Roberts (1977) — *Geotechnology.* Pergamon Press.
80. K. G. Stagg, O. C. Zienkiewicz (1952) — *Rock Mechanics in Engineering Practice.* John Wiley, London.
81. M. Stamatiu (1962) — *Mecanica rocilor.* București, Editura didactică și pedagogică.
82. J. Verdeyen, V. Roisin (1955) — *Stabilité des Terres.* Eyrolles, Paris.
83. O. C. Zienkiewicz, P. Marzer, Y. K. Chenng (1966) — *Solution of anisotropic seepage by finite elements.* Journal Eng. Mech. Div. ASCE, vol. 92, EM 1.
84. C. C. Zienkiewicz (1972) — *Metoda elemetelor finite.* Varșovia.
85. G. S. Zolotarev (1973) — *Opit otenki ustoicivosti sklonov slojnogo geologiceskogo stroeniia metodom konecnih elementov i eksperimentami na modeliah.* Izd. Moskovskovo Universitata.
86. * * * (1971) — *Instrucțiuni privind observarea deformațiilor taluzelor de margine, de treaptă și de haldă din cariere.* VNIMI, Leningrad.
87. * * * (1972) — *Metodiceskie ukazanie po opredeleniu uglov naklona bortov, otkosov ustupov i otvalov stroiaşcihsea i ekspluatiroimih karierov.* VNIMI, Leningrad.

88. * * * (1977) — *Metode privind creşterea stabilităţii treptelor la lucrările de descopertare, şi de haldare a sterilului cu utilaje de mare capacitate.* Documente ONU—CES, COAL/GE 5, referat URSS.

89. * * * (1977) — *Metode privind mărirea stabilităţii treptelor în lucrările de descopertare şi haldarea sterilului cu utilaje miniere de transport de mare capacitate.* Document ONU—CES, COAL/CE 5, referat R. S. Cehoslovacia.

90. * * * (1970) — *Planning Open Pit Minen Proccedings of the Symposium on the Theoretical Background to the Planning of open Pit Mines with special Reference to slope Stability.* A. A. Balkema, Amsterdam.

91. * * * (1968) — *Report on the tribunal appointed to enquire into the disaster at Aberfan on October 21* st, 1966, London.

92. * * * (1973) — Instrucţiuni tehnice departamentale pentru proiectarea barajelor de pământ P.D. 19-72, Bucureşti.

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

5. COMPORTAREA ROCILOR SUB FUNDAȚIA CONSTRUCȚIILOR ȘI URMĂRIREA EI ÎN TIMPUL EXECUȚIEI ȘI EXPLOATĂRII

L. F. Lazăr: *subcap. 5.1—5.5; 5.7.2*
C. Privighetoriță: *subcap. 5.6; 5.7.1*
T. Moldoveanu: *subcap. 5.7.3*

5.1. Considerații generale

În scoarța terestră rocile se găsesc într-o permanentă stare de tensiune determinată, în principal, de presiunea litostatică. Prin modificările geometrice aduse masivului odată cu realizarea diferitelor construcții sau adăugarea de sarcini, această stare care poate fi considerată ca stare inițială de tensiuni, se modifică și, drept urmare, în masiv apar deformații. Între construcție și terenul de fundație are loc o interacțiune definită atît de caracteristicile acesteia, cît și de proprietățile fizico-mecanice ale rocilor. Comportarea normală a construcției este asigurată numai atunci cînd în structura construcției și în rocile asupra cărora acționează aceasta nu apar modificări calitative importante.

Schimbarea stării de tensiune în masivul rocilor din fundație poate fi generată, în general, de următoarele cauze:

— transmiterea unei sarcini suplimentare de către construcție;
— modificarea presiunii litostatice ca urmare a excavațiilor realizate;
— variația nivelului apelor subterane;
— exploatarea în zona amplasamentului construcției a zăcămintelor de substanțe minerale solide, de petrol și gaze naturale, și a apelor subterane;
— schimbarea gradului de umiditate în cazul rocilor loessoide sensibile la umezire.

5.2. Principalele tipuri de deformații

Mărimea deformațiilor și modul lor de manifestare sînt condiționate de o serie de factori care determină interacțiunea dintre construcție și terenul de fundație. Prima grupă se referă la caracteristicile construcției: dimensiune, greutate, structura de rezistență, tipul și dimensiunile fundației, adîncimea de fundare etc. A doua grupă de factori se referă la condițiile geologice ale terenului de fundație: compoziția litologică și mineralogică, structură tectonică, proprietățile fizice și mecanice ale rocilor componente, interacțiunea dintre apă și particulele solide, nivelul apelor subterane etc.

Prin amplasarea diferitelor construcții — edilitare, industriale, hidrotehnice, de transport și comunicații etc. — pe rocile din fundație se transmit sarcini suplimentare. Valoarea acestor sarcini variază între 1—5 kgf/cm^2

în cazul construcțiilor obișnuite și pînă la 15—30 kgf/cm² în cazul construcțiilor înalte și gravitaționale (Kolomenski, Komarov, 1964).

Sarcina suplimentară produsă de comprimarea rocilor din fundație are ca efect tasarea suprafeței, deformație denumită cu termenul „*tasare*". Fenomenul de tasare sub acțiunea unei sarcini suplimentare este caracteristic pentru toate tipurile de roci și constituie deformația cu cea mai mare răspîndire.

Uneori sarcina transmisă terenului de fundație este așa de mare încît rocile nu rezistă acestor eforturi suplimentare, sînt strivite și refulate de sub fundație sub forma unor valuri. În același timp construcția poate suferi o tasare rapidă și neuniformă, uneori de mari proporții, care poate conduce la avarii. Acest tip de deformație a rocilor este cunoscut sub denumirea de *refulare*.

Lucrările de excavare a rocilor pentru realizarea fundațiilor diferitelor construcții și realizarea canalelor de irigații și transport, precum și cele aferente exploatării zăcămintelor de substanțe minerale utile în cariere, conduc la schimbarea presiunii litostatice. În cazul construcțiilor hidrotehnice fundațiile au adîncimi de 20—50 m (baraje, stații de forță). Adîncimea carierelor a atins valori de 400—500 m și se tinde la creșterea ei pînă la 600—700 m. La adîncimea de 30—40 m, descărcarea presiunii litostatice ajunge la 6—8 kgf/cm², la adîncimi de 100—150 m la 20—30 kgf/cm², iar pentru adîncimi de 400—500 m ajunge la valori de 80—100 kgf/cm².

Aceste modificări în starea de eforturi ale rocilor din fundație conduc la apariția unor deformații specifice, manifestate prin umflarea rocilor, și la modificarea proprietăților fizico-mecanice ale acestora, putînd crea dificultăți tehnice la lucrările de săpături pentru fundații sau la lucrările de înaintare în galeriile subterane.

În taluzele aferente carierelor, haldelor de steril, rambleelor și debleelor diferitelor construcții intervin adesea deformații ale rocilor prin alunecare. Aceste fenomene pot căpăta uneori dimensiuni catastrofale, conducînd la pagube materiale și pierderi de vieți omenești.

În zonele de exploatare a zăcămintelor de petrol, gaze naturale și ape subterane, se pot produce deformații ale terenului prin subsidență (tasare la scară mare). Tasarea prin subsidență este însoțită uneori și de deplasări orizontale care pot produce avarii și pagube materiale importante (Florea, 1979).

5.3. Deformațiile rocilor sub acțiunea sarcinilor suplimentare transmise de construcție prin fundație

Tasarea terenului de fundație este rezultatul deformațiilor care se nasc în roci în urma preluării sarcinii suplimentare. Aceste deformații pot fi reversibile sau nereversibile. Mărimea deformațiilor și tasărilor depinde de natura terenului de fundație.

5.3.1. Deformaţii în rocile stîncoase şi semistîncoase

Principalele deformaţii în aceste roci sînt datorate fisuraţiei generate de forţele de tensiune, care dau naştere la fisuri verticale şi orizontale. Aceste deformaţii sînt cele mai răspîndite. Mărimea lor este, în general, redusă şi ca urmare nu li se acordă importanţa cuvenită. Numeroasele cercetări efectuate în ultimii ani au demonstrat faptul că asemenea deformaţii care apar în construcţiile gravitaţionale, de exemplu în cazul barajelor, apariţia fisurilor longitudinale, creşterea tensiunilor în baza barajului, posibilitatea de alunecare pe zona de contact etc., pot avea influenţe negative în comportarea construcţiilor. Cu toate acestea în practica construcţiilor, rocile stîncoase şi semistîncoase sînt considerate, în general, incompresibile şi prin urmare lipsite de deformaţii periculoase. Realitatea nu este totdeauna aceasta şi fenomenul trebuie urmărit cu multă atenţie atît în faza de execuţie cît şi în timpul exploatării.

5.3.2. Deformaţii în rocile argiloase

În rocile argiloase coezive, deformaţiile care se produc sub influenţa construcţiilor sînt, în general, nereversibile. Compresibilitatea acestor roci şi mărimea tasărilor depind direct de compoziţia mineralogică, structura şi starea lor fizică.

În cazul construcţiilor uşoare care transmit terenului de fundaţie sarcini suplimentare de 2—5 kgf/cm^2 tasarea variază de la cîţiva cm (argile compacte, argile nisipoase) la zeci de cm (depozite aluvionare, lacustre etc.).

În cazul construcţiilor cu fundaţii grele, baraje de pămînt înalte, cu sarcină de 10—15 kgf/cm^2, se produc tasări de ordinul zecilor de centimetri sau al metrilor. Astfel de tasări se produc şi la construcţiile portuare ridicate pe mîluri, însoţite adesea de deformaţii care pot conduce la avarii.

5.3.3. Deformaţii în rocile nisipoase

În rocile nisipoase necoezive se produc de regulă deformaţii structurale generate de regruparea granulelor de roci şi reducerea porozităţii. Ca rezultat se produce micşorarea volumului rocii şi în acelaşi timp creşterea compactităţii şi rezistenţei acesteia. Datorită forţelor de frecare dintre granulele de rocă, a căror valoare creşte odată cu creşterea presiunii normale, structura rocilor nisipoase se lasă greu modificată prin aplicarea sarcinii suplimentare. Aşa se explică de ce compresibilitatea fundaţiilor nisipoase sub sarcina construcţiilor industriale şi edilitare este de obicei mică, de ordinul centimetrilor. Ca atare şi tasarea fundaţiilor în aceste roci este lipsită de importanţă.

O tasare mai accentuată se produce în cazul nisipurilor fine şi prăfoase de grosime redusă.

Rocile nisipoase sînt mai sensibile la compresiune în cazul sarcinilor dinamice. Sub influența sarcinilor vibratorii, compresibilitatea nisipurilor este direct legată de gradul lor de îndesare și de intensitatea vibrațiilor. Deosebit de sensibile la oscilații sînt nisipurile fine acvifere cu un grad mic de îndesare. La acestea apare fenomenul de eliminare a apei dintre granulele rocii, datorită mișcărilor dinamice. Frecarea internă se micșorează proporțional cu presiunea normală. Ca rezultat are loc reașezarea structurii nisipului, însoțită de consolidarea lui. În stare afînată nisipul are proprietatea unui lichid vîscos, ce poate ajunge în stare de curgere. În această stare obiectele mai grele se înecă, iar cele mai ușoare plutesc. Clădirile așeazte pe nisipuri aflate în această stare dau tasări neașteptat de mari, care uneori pot deveni catastrofale. Maslov 1941, arată că deformația nisipurilor crește liniar cu presiunea normală a straturilor de deasupra și cu sarcina suplimentară aplicată. Deformații periculoase pentru stabilitatea construcțiilor fundate pe nisipuri se pot produce prin: explozii repetate, sarcini și mișcări dinamice, baterea de piloni, scăderi rapide ale nivelului apelor subterane.

După Terzaghi (1961), cele mai periculoase sarcini dinamice sînt oscilațiile cu frecvența de 500—2 500 pe minut și viteze de 6—11 cm/s. În acest interval pot fi cuprinse și oscilațiile provocate de funcționarea unor mecanisme utilizate în tehnologia instalațiilor din construcțiile industriale: turbine cu vapori, concasoare, ciocane pneumatice etc.

Oscilațiile provocate de mijloacele de transport pot fi uneori cauze ale apariților de deformații la construcțiile ridicate pe nisipuri.

Kolomenski N. V. (1964) menționează că tasarea unor stîlpi ai liniei ferate subterane din Berlin a atins după 40 de ani de exploatare 30—35 cm, iar transportul auto de pe cîteva străzi din München au produs asemenea tasări ale clădirilor încît a fost necesară interzicerea circulației auto.

Roza S. A. (1959) consideră ca indici periculoși pentru deformația nisipurilor la mișcări dinamice: conținutul mare în particule fine, gradul pronunțat de omogenitate și starea afînată cu o greutate specifică mai mică de 1,55/tf m³, starea de saturație cu apă și capacitatea portantă redusă.

5.3.4. Deformații în rocile loessoide

Rocile loessoide se caracterizează printr-o structură subîndesată, reflectată în porozitatea ridicată și sensibilitatea mare la umezire. Sub sarcina transmisă de construcție, rocile loessoide suferă tasări suplimentare, atunci cînd umiditatea lor crește peste cea naturală (Silon, Răileanu, 1978). Tasarea suplimentară datorită creșterii umidității este însoțită de reașezarea granulelor și agregatelor din care este alcătuită roca prin fenomenul de îndesare. Mărimea tasării suplimentare depinde de: umiditatea naturală, porozitatea rocilor loessoide și mărimea sarcinii transmise. O influență însemnată asupra tasării exercită și rezistența structurală, ritmul de umezire și compoziția mineralogică a fracțiunii fine din rocile loessoide.

Deformațiile care se produc în rocile loessoide sînt rezultatul a două fenomene opuse: pe de o parte reducerea porozității prin reașezarea elementelor

componente datorită slăbirii forţelor de legătură provocată de acţiunea apei şi pe de altă parte mflarea fracţiunii fine argiloase din compoziţia lor. Rocile loessoide constituite din minerale argiloase de tipul montmorillonitului, avînd o reţea cristalină extensibilă sînt cele mai sensibile la fenomenul de umflare.

Larionov A. K. (1959) prezintă următoarea schemă a procesului de tasare suplimentară a rocilor loessoide. În prima fază, prin creşterea umidităţii cu 2—5% începe slăbirea şi distrugerea celor mai puţin rezistente legături, distrugerea în masă a legăturilor structurale are loc în momentul apariţiei în porii rocilor a apei libere. Această stare corespunde unei umidităţi a rocilor loessoide de 17—22%. Distrugerea totală a agregatelor sensibile la umezire se produce în timp de 0,5 pînă la 6—12 ore după atingerea saturaţiei cu apă. Acest proces este însoţit de o tasare de cea mai mare intensitate.

În faza a doua are loc distrugerea agregatelor rezistente la umezire. Deformaţiile rocilor în această fază se dezvoltă lent, timp de cîteva luni sau 10—20 ani şi mai mult. Durata distrugerii agregatelor depinde de regimul inundării, chimismul soluţiilor din pori şi de alte cauze.

Procesul de umezire a rocilor loessoide, însoţit de tasarea suplimentară, poate avea loc din două direcţii: umezirea de la suprafaţă din diferite surse (reţele de canalizare şi apă, apele de precipitaţii etc.) şi umezirea de jos, ca rezultat al ridicării nivelului apelor subterane.

Umezirea de la suprafaţă are un caracter linear şi neuniform şi atrage după sine deformaţii neuniforme, care pot produce tensiuni la întindere sau forfecare, cu apariţia unor fisuri periculoase în construcţie.

Umezirea de jos este, de obicei, mai puţin periculoasă. Ridicarea nivelului apelor subterane are loc, de obicei, lent şi uniform, cuprinzînd suprafeţe foarte mari, care depăşesc suprafeţele construite. De aceea deformaţiile care se produc au un caracter mai limitat şi mult mai uniform. Ele au şi mărimi mai reduse (cîţiva centimetri pe an), şi pot deveni periculoase numai pentru construcţiile cu dimensiuni lineare mari.

5.4. Evoluţia tasărilor. Procesul de consolidare

În activitatea de proiectare şi execuţie, cunoaşterea evoluţiei tasării terenului de fundaţie sub sarcina construcţiilor are o importanţă deosebită. Observaţiile arată că durata tasărilor poate varia în limite largi. În cele mai multe cazuri ea se termină în perioada de execuţie, dar uneori se poate prelungi pe mai mulţi ani. Acest proces a primit în literatura de specialitate denumirea de proces de consolidare.

Durata tasării este influenţată în mod direct de compoziţia litologică şi proprietăţile fizice ale rocilor din care este constituit terenul de fundaţie a construcţiilor.

În rocile stîncoase şi semistîncoase tasările au cea mai rapidă evoluţie. Ele se termină, în general, încă în perioada de execuţie şi prezintă o importanţă

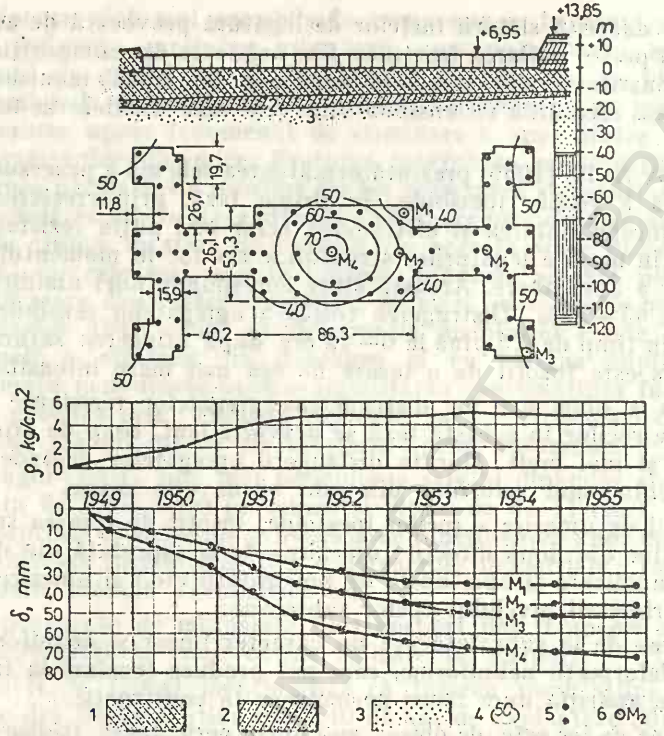


Fig. 5.1. Graficele de variație a tasării la fundația clădirilor Universității din Moscova (Kolomenski, Komarov, 1964):

1 — argile nisipoase de morenă ; *2* — argile nisipoase și nisipuri ; *3* — nisipuri apțiene ; *4* — linie echipotențială de tasare ; *5* — puncte de amplasare a dispozitivelor de măsură a tasării ; *6* — puncte principale de înregistrare a deformațiilor.

practică mai redusă. În rocile nisipoase consolidarea se produce repede după perioada de execuție. Consolidarea terenurilor argiloase se întinde, de obicei, pe o perioadă lungă. De exemplu, tasarea clădirilor înalte din Moscova (Kolomenski, 1964) a durat 7 ani și numai după scurgerea acestui timp, procesul consolidării s-a apropiat de final (fig. 5.1).

Deși procesul consolidării are o evoluție în timp destul de îndelungat partea principală a deformației rocilor din fundație (50—85%) se produce în perioada execuției.

Schematic, tasarea totală este alcătuită din mai multe tasări parțiale care sînt în dependență directă de compoziția litologică și proprietățile fizice ale rocilor.

Bourges F. (1973) prezintă următoarea schemă pentru roci compresibile saturate încărcate de un rambleu :

$$\Delta_{ht} = \Delta h_i + \Delta h_c + \Delta h_s + \Delta h_f$$

în care : Δh_i este tasarea imediată care se produce înainte de orice drenare (compresibilitatea apei este neglijabilă față de cea a scheletului solid). Ea poate reprezenta 25% din tasarea totală. Se poate calcula cu modulul de defor-

maţie E, determinat prin încercări la aparatul triaxial, nedrenat, cu relaţia :

$$\Delta h_i = \frac{\Delta\sigma \cdot H}{E} I,$$

în care : $\Delta\sigma$ este încărcarea dată de rambleu ; H — grosimea stratului de rocă compresibilă ; I — coeficient care depinde de geometria mediului.

Δh_c — tasarea consolidării primare, la o deformaţie laterală nulă, provocată de eliminarea apei în timpul consolidării. Constituie în general cea mai mare parte (50—65%) din tasarea totală. Calculul acestei tasări şi evoluţia ei în timp se face cu ajutorul teoriei consolidării a lui Terzaghi, cu relaţia :

$$\Delta h_c = H \frac{C_c}{1 + e_0} \lg \frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma}{\sigma'_c}$$

în care : Δh_c este tasarea consolidării ; H — grosimea stratului de roci compresibile ; C_c, e_0, σ'_c — caracteristicile geotehnice ale rocilor ; σ'_0 — presiunea efectivă iniţială.

Dacă terenul de fundaţie este constituit din mai multe strate, tasarea lor Δh_c va fi suma tasărilor diferitelor strate. La momentul t, tasarea Δh_{ct} va fi $\Delta h_{ct} = U \Delta h_c$ în care Δh_{ct} este tasarea consolidării finale, iar U — gradul de consolidare.

Δh_s — tasarea secundară, la o deformaţie laterală nulă, propusă la o presiune interstiţială cvasi-nulă şi care corespunde unui fluaj al scheletului. Ea poate fi neglijată la rocile fără componente organice.

Δh_f — tasarea suplimentară provocată de de plasările laterale ale terenului de fundaţie. (Ea nu poate fi evaluată prin calcule).

5.5. Estimarea tasării fundaţiilor

Calculele tasărilor se bazează pe metodele mecanicii rocilor şi se efectuează prin relaţiile întocmite pe baza studiului procesului consolidării rocilor din fundaţiile construcţiilor situate în diverse condiţii. În procesele care se produc prin consolidare un rol important i se atribuie apei care ocupă spaţiile poroase dintre granulele minerale, întrucît fără eliminarea ei compactarea rocilor ar fi practic imposibilă. Pe baza acestei ipoteze se întemeiază aşa numita teorie a *consolidării prin filtraţie*, dezvoltată de Terzaghi. Concluziile acestei teorii se corelează, cantitativ, foarte bine cu datele obţinute în practică, prin măsurători. Rezolvarea calitativă a acestei teorii nu corespunde în toate cazurile situaţiei de fapt. Aceasta se explică prin faptul că teoria consolidării prin filtraţie nu ţine seama de factorii suplimentari care influenţează procesul de consolidare, cum ar fi, de exemplu, legăturile structurale. Cercetările teoretice ale fenomenelor care se produc în rocile argiloase şi analiza datelor obţinute prin observaţiile din teren comparativ cu datele calculate au condus la concluzia că teoria consolidării prin filtrare poate fi aplicată numai în cazul rocilor în care cea mai mare parte a apei din pori se găseşte în stare liberă

La rocile în care apa este în cea mai mare parte legată, aplicarea teoriei consolidării prin filtrație nu dă rezultate.

Așa cum menționează Schlosser F. (1973), cele mai multe metode clasice disting în timpul consolidării două faze : consolidarea primară și compresiunea secundară. În faza consolidării primare, factorul timp intervine prin viscozitatea apei interstițiale. Sub acțiunea sarcinii construcției, apa interstițială este supusă unei presiuni care se manifestă lent din cauza viscozității. Simultan se produce și o reașezare o granulelor solide. Pe măsura consolidării are loc transferul forțelor apei interstițiale către scheletul solid al rocilor. În faza compresiunii secundare factorul timp intervine prin viscozitatea structurală. Aceasta este dată, în mare parte, de pelicula de apă absorbantă care înconjură particulele de argilă și ale căror proprietăți fizice sînt destul de diferite de cele ale apei naturale. În timpul acestei faze suprapresiunea interstițială rămîne practic nulă și are loc o reașezare foarte lentă a particulelor solide. Totuși o separație evidentă între cele două faze nu se poate face și, ca atare, în timpul consolidării primare o parte a tasării se datorează viscozității structurale.

Pentru estimarea tasării rocilor din fundația construcțiilor în literatura de specialitate au apărut o serie de teorii : teoria consolidării unidimensionale a lui Terzaghi, teoria compresiunii secundare, teoria combinată a consolidării primare și a compresiunii secundare, teoria lui Gibson și Lo, teorii globale neliniare etc. De asemenea au apărut și o serie de metode semi-empirice între care Buisman-Koppejan și modele reologice : solidul lui Hooke, solidul lui Kelvin etc.

Valorile tasărilor calculate după diverse teorii și relații de calcul sînt în general apropiate. Se observă însă diferențe mari între valorile tasării calculate și cele măsurate în teren. Observațiile experimentale în teren au arătat că raportul dintre valoarea calculată și cea măsurată variază în 80% de cazuri între limitele 0,6—1,8, atingînd uneori valori cuprinse între 4—6 (Kolomenski, 1964). Aceste neconcordanțe sînt mai puțin legate de ipotezele teoretice pe care se bazează formulele și schemele de calcul și mai mult de dificultățile obținerii unor coeficienți de calcul reali și concludenți ai proprietăților fizico-mecanice ale rocilor care constituie fundația construcțiilor. De aceea, estimarea tasărilor la construcții se poate face numai pe calea aplicării unor metode complexe: teoretice, încercări și determinări în laborator și teren, metode empirice bazate pe măsurătorile în teren, modele experimentale etc.

În această activitate complexă măsurătorile în teren asupra tasării construcțiilor executate în diferite condiții geologice capătă o importanță deosebită. Astfel de observații se fac la majoritatea construcțiilor hidrotehnice mari, clădirilor înalte și la construcțiile civile și industriale cu diferite destinații.

Tasările produse în terenul de fundație, chiar în cazurile cînd au valori mari, nu sînt periculoase pentru construcție, dacă sînt uniforme. În acest caz în corpul construcției nu apar eforturi periculoase la întindere și la compresiune care sînt greu de suportat de materialele de construcție (cărămizi, beton, prefabricate etc.).

Cercetările teoretice și observațiile experimentale arată că tensiunile normale la compresiune sub fundație se concentrează în zona ei axială (fig. 5.2).

De aceea chiar la o încărcare uniformă, suprafaţa fundaţiei trebuie să ia forma unei farfurii adîncită în centru şi ridicată pe margini. Uniformizarea tasării este posibilă fie prin încărcarea neuniformă a fundaţiei cu sarcini în creştere pe margini, fie prin realizarea unei fundaţii necompresibile. În practică aceste cerinţe nu pot fi realizate şi ca atare nu poate fi evitată tasarea neuniformă chiar în cazul unei fundaţii omogene (Kolomenski, Komarov, 1964).

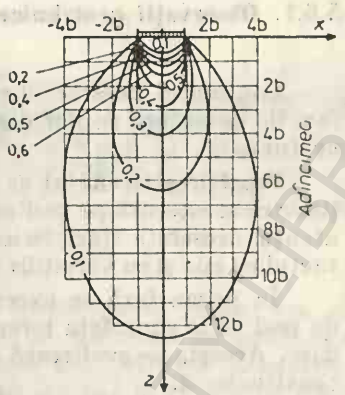


Fig. 5.2. Curbele de egală tensiune pe verticală (după D. E. Polşin, din Popov, 1951).
2 b — lăţimea fundaţiei.

Plecînd de la aceste considerente, în activitatea de proiectare a fundaţiilor pentru construcţii se prevede obligativitatea calculării lor la deformaţii, care să permită acestora să răspundă cerinţelor impuse de funcţionare. Aceste limite de deformaţii sînt cuprinse în normative şi standarde avînd valori medii, în funcţie de tipul construcţiei, gradul de influenţă şi natura procesului tehnologic pe care îl deserveşte.

În timpul execuţiei se prevăd măsuri speciale pentru evitarea tasărilor în fundaţie sau pentru crearea posibilităţilor de preluare de către construcţie a unor astfel de deformaţii.

5.6. Observaţii geotehnice în faza de execuţie a construcţiilor

În faza de execuţie a construcţiilor sînt necesare observaţii geotehnice complexe asupra terenului de fundare. Obiectivul principal al acestor observaţii constă în verificarea coeficienţilor geotehnici care au stat la baza elaborării proiectului de execuţie. Se urmăreşte de asemenea aplicarea corectă a măsurilor tehnice stabilite în proiect pentru îmbunătăţirea proprietăţilor fizico-mecanice ale rocilor. Pentru asigurarea stabilităţii construcţiilor se poate interveni aducînd corecturile necesare fie terenului de fundaţie, fie dimensiunilor elementelor construcţiei.

La construcţiile de suprafaţă se verifică adîncimea minimă de fundare sub influenţa condiţiilor atmosferice locale şi capacitatea portantă a rocilor care constituie terenul de fundare. Se verifică, de asemenea, corelarea adîncimii de fundare cu adîncimea de îngheţ în cazul cînd rocile din fundaţie sînt sensibile la îngheţ şi la variaţiile nivelului apelor subterane.

La construcţiile subterane se verifică caracteristicile fizico-mecanice ale rocilor care au stat la baza dimensionării lucrărilor de susţinere provizorie şi definitivă în excavaţiile ce se realizează.

5.6.1. Observaţii geotehnice în excavaţiile de suprafaţă

Conţinutul acestor observaţii şi modul lor de realizare se stabilesc în funcţie de natura rocilor din terenul de fundare, tipul construcţiei şi sistemul de fundaţie.

Pregătirea terenului de fundare constituit din roci moi. În cazul fundaţiilor ce se execută pe roci moi (argile, nisipuri, marne, loessuri etc.) se acordă atenţie deosebită stării fizice a rocilor în săpături şi comportării lor în contactul cu apa şi cu variaţiile de temperatură.

În prima fază se execută excavaţiile „grosiere" care cuprind pachetul de roci de la suprafaţa terenului şi pînă la circa 0,5 m deasupra cotei de fundare. Aceasta se realizează de obicei mecanizat cu utilajele de care dispune constructorul.

O atenţie deosebită trebuie acordată taluzelor ce se formează pe măsura adîncirii excavaţiilor şi dimensionării bermelor de siguranţă. În porţiunile în care roca se alterează repede se iau măsuri de protecţie prin ancoraje, torcretări etc. În cazul rocilor stratificate, pentru taluzele a căror pante sînt conforme cu înclinarea stratelor se iau măsuri speciale. Excavaţiile se execută pe tronsoane reduse, de sus în jos, asigurîndu-se stabilitatea fie prin betonare fie prin susţinere cu ancoraje adînci. Se interzice amplasarea utilajelor grele sau a căilor de transport în imediata vecinătate a acestor taluze. În cazul apariţiei infiltraţiilor de apă pe taluze, acestea se captează şi se drenează în afara terenului de fundare, sau în jompuri amenajate special pentru epuismente. În general se evită contactul rocilor cu apa, deoarece pot apărea dificultăţi atît la execuţia excavaţiilor cît şi la realizarea taluzelor şi asigurarea stabilităţii acestora.

Dacă în terenul de fundare se găsesc intercalaţii de roci tari (exemplu marne calcaroase sau gresii), acestea pot fi excavate cu ajutorul explozivilor, prin împuşcări în găuri cu încărcături reduse. Lucrările de excavare grosieră la rocile moi trebuie executate treptat pe suprafeţe mici, în măsura asigurării betonării. Aceasta ca urmare a faptului că fiind sensibile la contactul cu apa şi intemperii pînă la adîncimea de 1—2 m, prin descopertare se degradează (alterare, umflare, exfoliere) sub limita cotei de fundare, ducînd la volume suplimentare de excavaţii şi betoane. În cazul în care se impune execuţia lucrărilor de excavaţii fără a avea posibilitatea betonării imediate, se lasă un strat de protecţie neexcavat, a cărui grosime trebuie să fie de 1,5—2 m, fără a fi însă lăsat sub apă, sau în contact cu aceasta.

În faza finală se execută excavaţiile de finisaj şi lucrările de pregătire pentru turnarea fundaţiilor. Excavaţiile de finisaj reprezintă ultimul strat de rocă ce se îndepărtează de pe suprafaţa terenului de fundaţie. Grosimea acestui strat este de circa 0,5 m, cu unele abateri ce depind de natura rocii starea ei şi tipul cît este lăsată sub influenţa agenţilor atmosferici înainte de îndepărtare.

Excavarea stratului de protecţie se face manual, cu multă atenţie, pentru a nu deranja suprafaţa de fundare. După îndepărtarea tuturor fragmentelor de rocă şi a eventualelor corpuri străine, pe suprafaţa curată se trece la betonare. Se procedează apoi la operaţia de etanşare a betonului din fundaţie cu

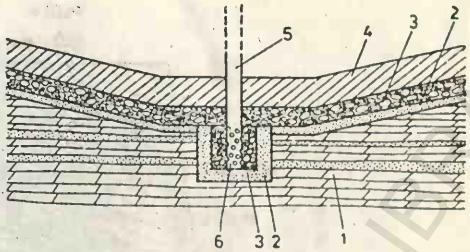


Fig. 5.3. Drenajul izvoarelor din fundaţiile cu roci moi:
1 — roca de bază (marne argiloase cu intercalaţii nisipoase; *2* — nisip; *3* — pietriş; *4* beton; *5* — conductă; *6* — conducta perforată prevăzută cu filtre.

terenul de fundare prin forajele de legătură. În perioadele de îngheţ sau cu precipitaţii de lungă durată excavaţiile de finisaj se realizează pe spaţii restrînse şi închise. În cazul averselor de ploaie, dacă apa pătrunde în excavaţiile pentru fundare, lucrările se opresc şi se trece imediat la evacuarea apei.

Curăţarea suprafeţei se face manual şi prin suflare cu aer comprimat, la presiuni de 0,5—1 atm, în funcţie de starea rocii, Nu este permisă folosirea apei. Zonele zdrobite şi faliate se excavează pe o adîncime egală cu grosimea, pentru lăţimi de pînă la 0,5 m. Dacă lăţimea este mai mare, curăţirea în adîncime se face, în general, pe 1—1,5 m, luîndu-se şi măsuri de omogenizare şi uniformizare a sarcinilor (armare, perne de balast etc.). În acelaşi mod se tratează şi intercalaţiile de nisip. Pe suprafaţa de fundare nu se admite prezenţa apei. Apa de infiltraţie sau de precipitaţie se îndepărtează imediat, fie prin şanţuri şi rigole fie prin pompaj. Dacă în anumite zone apar infiltraţii sub formă de izvoare, acestea se captează după schema din fig. 5.3.

După terminarea operaţiei de curăţire a suprafeţei terenului de fundare se recomandă prelevarea de probe de rocă netulburate pentru verificarea caracteristicilor fizico-mecanice la cota de fundare, prin analize şi determinări de laborator. Se trece apoi la întocmirea releveului topo-geologic, în care se consemnează toate accidentele tectonice, variaţiile litologice, infiltraţiile de apă etc. Se indică de asemenea locurile de prelevare a probelor de rocă pentru control. Releveul se execută la o scară care permite înregistrarea tuturor elementelor geologice structurale şi întocmirea de profile la scara 1:200—1:100 (fig. 5.4).

Pe suprafaţa terenului bine curăţată se depune apoi un prim strat de mortar de 2—5 cm grosime. Acesta trebuie să pătrundă prin fisuri să omogenizeze suprafaţa rocii şi să umple toate denivelările create prin plombarea zonelor zdrobite şi faliate. Peste acesta se toarnă „betonul de egalizare".

În cazul prezenţei în terenul de fundare a unor roci intens fisurate sau alterate, care nu satisfac presiunile admisibile corespunzătoare, se procedează la îmbunătăţirea proprietăţilor fizico-mecanice ale acestora prin diverse metode:

— îndesare, compactare, drenare, umpluturi etc.;
— injectarea cu diferite substanţe sau soluţii;
— consolidare prin tratamente termice, electrice sau chimice;
— îndepărtarea lor din terenul de fundare.

Pregătirea terenului de fundare constituit din roci tari (stîncoase şi semistîncoase). Rocile stîncoase şi semistîncoase deşi prezintă caracteristici de rezistenţă mult mai ridicată decît cele ale rocilor moi se caracterizează prin-

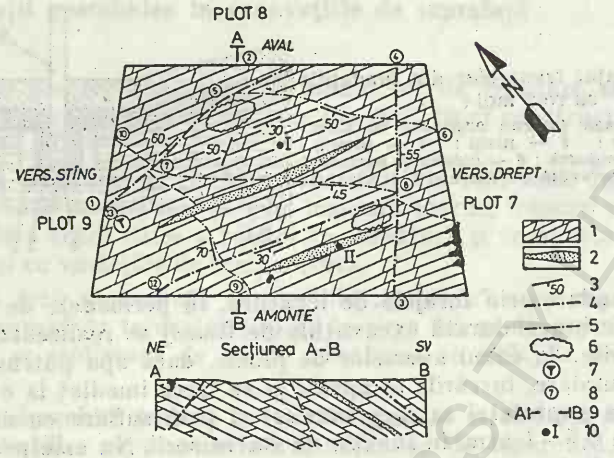


Fig. 5.4. Releveu geologo-tehnic și secțiune la cota de fundare:

1 — marne; *2* — nisipuri; *3* — direcția și înclinarea stratelor; *4* — falie; *5* — fisură; *6* — suprafețe negative; *7* — izvor captat; *8* — puncte de geo-topo; *9* — linie de profil; *10* — puncte de prelevare probe laborator.

tr-o pronunțată neomogenitate. Pregătirea terenului constituit din aceste roci pentru turnarea fundațiilor la diverse construcții se face, în general, în condiții mai ușoare. Atenție deosebită se acordă stării fizice a rocilor în masiv, gradului lor de alterare. Înainte de betonare suprafața de fundare necesită o pregătire atentă, în vederea asigurării unei bune legături cu betonul. Fazele de execuție a acestor lucrări sînt: excavații grosiere, excavații de finisaj, curățirea suprafeței de fundare și dacă este necesar tratarea specială a acesteia.

Excavațiile grosiere se execută, de regulă, în straturi de 1 m grosime, dispuse în trepte, pînă se ajunge la circa 1,5 m deasupra cotei de fundare. În paralel cu aceste excavații se asigură stabilitatea taluzelor formate prin lucrări de rănguire, ancorare, acoperire cu plasă metalică, torcretare etc.

Excavațiile de finisaj se execută în două etape. Prima etapă cuprinde excavarea unui strat de circa 1 m grosime, în continuarea excavațiilor grosiere dar cu încărcături reduse de exploziv (sub 0,2 kg/gaură) sau fără exploziv, în cazul unor roci fisurate și alterate. Această măsură este necesară pentru a se evita deschiderea fisurilor existente sau crearea de noi fisuri prin exploziile produse. În etapa doua se excavează stratul de 0,5 m rămas pînă la cota de fundare. Această operație se face manual și cu cel mult 30 zile înainte de începerea betonării suprafeței respective, pentru evitarea unor degradări provocate de intemperii, umezeală etc. Prin aceste excavații se îndepărtează zona afectată de explozii, roca rămînînd în condițiile naturale existente în masiv.

Pregătirea suprafeței de fundare pentru betonare începe după terminarea excavațiilor de finisaj pe toată ampriza săpăturilor (1,5 m de la cota de fundare) și îndepărtarea stratului de protecție, pentru porțiunile care se betonează.

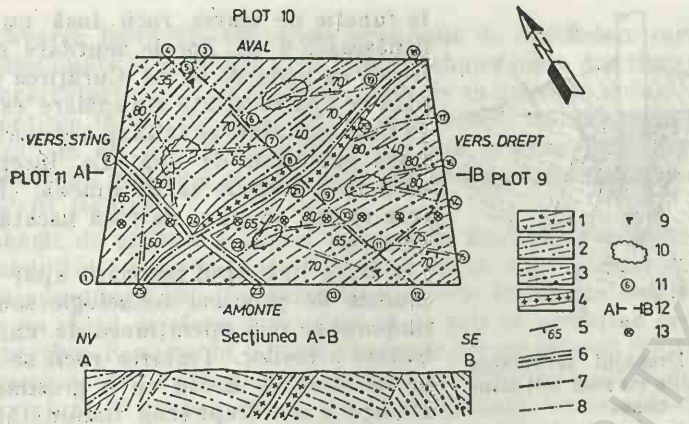


Fig. 5.5. Releveu geologo-tehnic și secțiune la cota de fundare pregătită pentru betonare (roci tari):

1 — gnaise biotitice ; *2* — gnaise felspatice ; *3* — gnaise oculare ; *4* — injecții cuarțitice ; *5* — direcția și înclinarea stratelor ; *6* — falie principală cu brecifieri ; *7* — falie secundară ; *8* — fisuri ; *9* — izvor ; *10* — zone cu relief negativ ; *11* — puncte geo-topo ; *12* — linie de profil ; *13* — foraje pentru voalul de etanșare.

După îndepărtarea stratului de protecție se trece la curățirea suprafeței de fundare, asigurîndu-se în prealabil taluzele pentru prevenirea căderilor de rocă pe suprafața curățată (ancore, torcret, baricade de protecție etc.) și evitîndu-se derocările cu explozivi în vecinătatea zonei (100 m în jurul incintei), care pot provoca dislocări sau deschideri de fisuri. Curățirea rocii pe suprafața de fundare se face etapizat, în funcție de complexitatea geologică structurală și neomogenitatea rocii.

În prima etapă se îndepărtează materialul detașabil, corpurile străine și se face o primă spălare cu jet de apă și aer comprimat pentru a se pune în evidență tipurile de rocă, faliile și fisurile, zonarea geotehnică în vederea ridicării topo-geologice de detaliu (fig. 5.5). După această ridicare se controlează amănunțit întreaga suprafață, se conturează zonele care trebuie plombate, zonele cu infiltații de apă, suprafețele netede ce trebuie scrijelate etc. Plombarea se execută pe zonele foarte fisurate și alterate, pe falii sau fisuri, intercalații de strate mai moi (șisturi argiloase, marne, șisturi grafitoase, etc.). Operația constă din scoaterea materialului degradat pe adîncimi corespunzătoare lățimii zonelor și umplerea acestora cu mortar sau beton cu granulație mică. Dacă aceste zone sînt prea extinse în suprafață, pentru uniformizarea presiunilor se folosesc plase de armătură montate pe roca bine curățată în zonele slabe deja plombate.

În cazul aparițiilor unor infiltrații de apă, acestea se drenează către punctele mai joase (jompuri) unde se colectează în vederea evacuării. În final acestea se prevăd cu filtre inverse și se pregătesc pentru injectare (fig. 5.6).

Suprafețele netede de rocă se bucerdează, pentru a se realiza o legătură intimă cu betonul. Colțurile de rocă se rotunjesc, se evită excavațiile ce creează goluri în surplombă și se îndepărtează elementele ușor detașabile. Se trece apoi la o spălare intensă cu jet de apă și aer comprimat. Presiunea se reglează

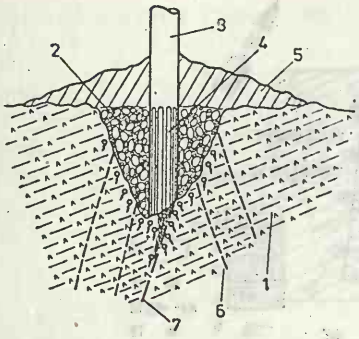


Fig. 5.6. Drenajul izvoarelor din fundațiile cu roci tari stîncoase:

1 — roca de bază (paragnaise); 2 — pietris cu $\varnothing > \varnothing$ fantei; 3 — conductă metalică $\varnothing$=80—100 mm; 4 — fante pentru accesul apei în conductă; 5 — beton; 6 — fisuri cu izvoare; 7 — falie cu zonă de zdrobire și izvoare.

în funcție de starea rocii însă nu trebuie să depășească 4 at. Zonele murdare cu argilă se freacă cu peria de sîrmă. Curățirea se continuă pînă ce apa rezultată din spălare este limpede. În final suprafața se suflă cu aer pentru îndepărtarea ochiurilor de apă. La începerea betonării roca trebuie să fie umedă. În cazul în care există porțiuni de rocă uscată acestea se umezesc.

Dacă în timpul betonării apar întreruperi cauzate de procesul tehnologic sau de starea timpului se reia operațiunea de curățire și de tratare a rocilor. Tratarea rocii se execută de pe un strat de beton cu o grosime corespunzătoare și are drept scop îmbunătățirea caracteristicilor geotehnice ale rocilor situate la cota și sub cota de fundare, diminuate eventual din cauza fisurilor noi, deschiderii fisurilor existente și decomprimării rocilor. De asemenea, se urmărește reducerea capacității de filtrare a rocilor în special la construcțiile hidrotehnice, care creează acumulări de apă. Tratarea rocilor se face, de regulă, prin injecții cu ciment, silicați sau diverse substanțe chimice. Amplasarea forajelor de injecție se face de pe un strat de beton în funcție de caracteristicile geologice structurale și geotehnice ale terenului de fundație reprezentate în ridicarea topo-geologică executată foarte detaliat în faza de pregătire a rocii.

5.6.2. Observații geotehnice în excavațiile subterane

Lucrările subterane (tuneluri rutiere, hidrotehnice, edilitare, miniere, caverne subterane etc.) prezintă variate condiții geologo-tehnice de execuție. În timpul execuției lucrărilor de excavare asupra acestora se exercită importante eforturi provocate de sarcina geologică și de presiunea hidrostatică. La mare adîncime, rocile în care se execută astfel de lucrări subterane pot să suporte eforturi în anumite limite, în funcție de caracteristicile lor fizico-mecanice. În cazurile în care aceste eforturi depășesc limitele de rezistență ale rocilor pot apărea deformații plastice, care pot lua aspectul fluajului plastic (curgere plastică) sau a unei decompresiuni violente (curgere), fiind necesară susținerea excavațiilor (provizorie sau definitivă).

Presiunile care se exercită asupra acestor susțineri sînt direct legate de natura rocilor și starea lor fizică în masiv, de forma și dimesiunile excavațiilor subteane, metoda de excavare, tipul de susținere în intervalul de timp dintre excavație și susținere, viteza de avansare în frontul de lucru etc.

Aceste presiuni pot fi datorate decomprimării masei de roci ca urmare a greutății exercitate de masivul de roci existent deasupra excavației, unei stări de tensiune create de accidentele tectonice, sau creșterii volumului rocilor ca efect al fenomenelor de umflare. În funcție de aceste cauze pot fi separate mai multe moduri de împingere: de destindere, de descărcare, de umflare etc.

La excavarea lucrărilor subterane presiunile de destindere care apar în roci pot fi diminuate și stăpînite prin măsuri tehnice luate din timp: găuri de protecție, încărcături reduse de exploziv, exploziv cu brizanță redusă, profile cu deschideri optime în funcție de natura rocilor, viteza mare a execuției lucrărilor de excavare etc. Obținerea unui profil bun în excavațiile subterane și evitarea presiunilor geologice este posibilă prin utilizarea unor utilaje complexe de forat galerii (scuturi).

Fenomenele de umflare a rocilor în lucrările subterane sînt provocate de influența umidității combinată cu frecvența mare a accidentelor tectonice, care măresc suprafețele de discontinuitate. Aceste fenomene sînt accentuate de modificarea stării de eforturi în masivul de roci ca urmare a creării excavațiilor respective. Fenomenul de umflare poate atinge mărimi foarte ridicate. Timpul necesar pentru a atinge maximum de manifestare variază de la săptămîni la cîteva luni. El poate conduce la dificultăți foarte serioase în executarea lucrărilor de excavații; de aceea trebuie tratat cu toată atenția.

Prezența apei în lucrările subterane poate produce, de asemenea, reducerea rezistențelor la eforturile de presiune ale rocilor.

Cunoscînd toate aceste aspecte, observațiile geotehnice efectuate în faza de execuție a lucrărilor subterane au sarcina de a verifica și definitiva datele tehnice ale proiectului privind: tipul susținerilor (provizorie și definitivă), schemele de pușcare, tipul de exploziv, tehnologia de excavare, viteza de înaintare a lucrărilor etc. Pe parcursul execuției se cartează galeriile, inventariindu-se detaliat toate elementele geologice, structurale, mineralogice, litologice, geotehnice și hidrogeologice. Aceste elemente stau la baza stabilirii susținerilor definitive. Se urmăresc în mod continuu lucrările de excavație în vederea luării din timp a unor măsuri de prevenire a accidentelor tehnice.

În acest sens, este de subliniat că observațiile asupra comportării rocilor nu trebuie să se limiteze numai la frontul de lucru ci să se extindă și la zonele excavate, urmărindu-se comportarea rocii în timp, a susținerilor provizorii și definitive, și stabilindu-se măsurile necesare de asigurare (susțineri suplimentare, betonări, etc.).

Încadrarea rocilor din punct de vedere al tăriei normate se face tot timpul execuției în funcție de modul lor de prezentare (tip de rocă, grad de alterare, fisurare, compoziție mineralogică, structură, textură, stabilitate după pușcare etc.).

În rocile în care sînt posibile infiltrații puternice de apă (roci foarte fisurate, subtraversări de rîuri etc.) sau pungi de apă cu material fin în suspensie (calcare carstificate) avansarea în galerii se face cu executarea în prealabil a forajelor de explorare în avans. Asemenea foraje se vor executa și în cazul tunelelor situate în vecinătatea unor zone cu lucrări miniere vechi, părăsite. Forajele se vor executa din frontul de excavație orizontal și lateral pe direcția tunelului, cu lungimi de 30—50 m, nu numai cu rol de prospectare ci și de drenare.

La terminarea unui tunel, datele geologice, tectonice și geotehnice se grupează într-un profil la scară mare (fig. 5.7). Acesta servește la controlul modului de comportare a rocii în perioada exploatării construcției și constituie totodată un material de comparație pentru alte lucrări asemănătoare.

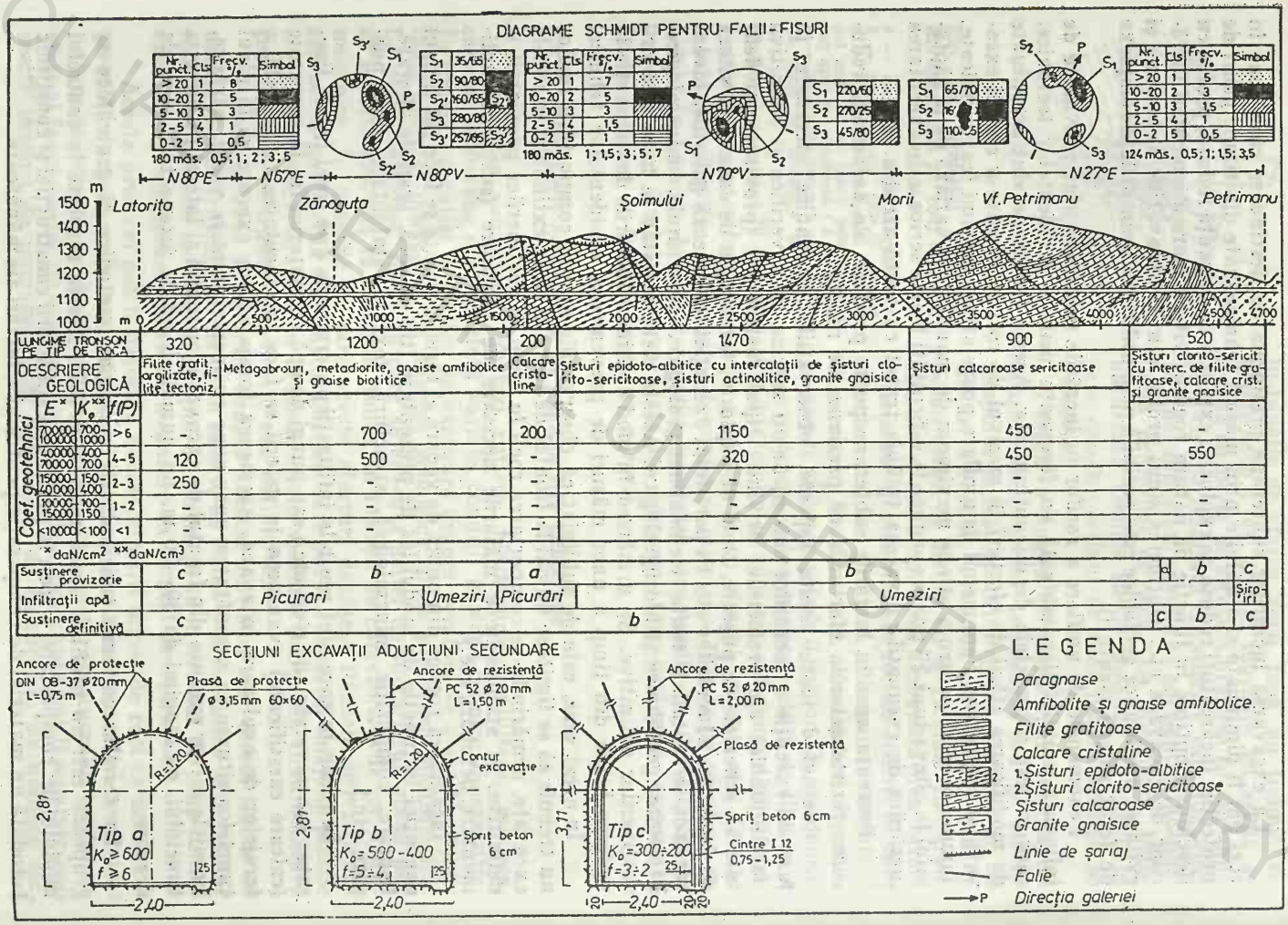


Fig. 5.7. Profil tip de reprezentare a situației geologo-tehnice după excavație:

5.7. Observații geotehnice în faza de exploatare a construcțiilor

În faza de exploatare a construcțiilor, rocile din fundația acestora se comportă diferențiat, în funcție de caracteristicile lor fizico-mecanice. Această comportare în timp nu poate fi prevăzută cu exactitate sau determinată prin calcule ; de aceea se impune efectuarea de observații și măsurători, permanente cu dispozitive și aparatură adecvată. Urmărirea comportătrii construcțiilor prin aceste mijloace începe încă din faza de execuție, se continuă la punerea sub sarcină și apoi la faza de exploatare curentă.

În prezent este unanim recunoscut interesul pentru cercetarea comportării construcțiilor la scara lor naturală, atît pentru o mai bună cunoaștere a performanțelor reale cît și pentru prevenirea defecțiunilor sau accidentelor în exploatare. Observațiile asupra comportării construcțiilor privește, în primul rînd, fundația acestora și au în vedere următoarele aspecte :

— comportarea în ansamblu a rocilor din fundație în condițiile solicitărilor impuse de exploatarea construcției ;

— cunoașterea fenomenelor care se produc în terenul de fundație cu influențe directe asupra construcției, în vederea verificării ipotezelor de calcul și a caracteristicilor geotehnice, în scopul fie a unor intervenții corespunzătorare și la timp, fie a folosirii datelor obținute la proiectarea altor lucrări cu condiții de fundare similare ;

— posibilitățile de schimbare a caracteristicilor fizico-mecanice ale rocilor din terenul de fundare ca urmare a modificării stării lor de tensiune sub sarcina construcției.

Aceste observații se fac în timp, prin măsurători a căror extindere și amploare depind de importanța construcției, complexitatea geologo-tehnică a terenului de fundare și de gradul de solicitare impus de construcție. La baza măsurătorilor stă determinarea deformațiilor absolute sau relative ale construcției în ansamblu sau ale unei părți din aceasta, care au loc în plan orizontal sau vertical. În acest sens se fac observații și măsurători permanente privind tasările rocilor, tensiunile din fundație, subpresiunile, presiunea interstițială, deplasările laterale, stările de aderență a fundației etc.

5.7.1. Supravegherea vizuală

Acest gen de observații se efectuează acolo unde condițiile de teren dau posibilitatea urmăririi directe a rocilor din fundație și a infiltrațiilor de apă prin rocile acoperitoare. Observații directe se fac și asupra construcțiilor și privesc anumite fenomene care apar ca urmare a deformațiilor (fisuri, infil-

traţii de apă, sufozii etc.), fiind adesea în legătură cu tasările rocilor din fundaţie.

În cadrul supravegherii vizuale se acordă atenţie următoarelor probleme :

— depistarea fisurilor, în rocă sau beton, şi urmărirea evoluţiei acestora în funcţie de nivelul apei din lac, fie direct fie prin martori ;

— detectarea şi ţinerea sub observaţie a zonelor de alunecare sau de desprinderi de rocă, în vecinătatea construcţiilor sau în lacul de acumulare ;

— depistarea punctelor de infiltraţie prin betoane, prin rosturile acestora, pe sub baraj sau prin versanţi şi urmărirea lor în corelaţie cu nivelul apei din lac ;

— urmărirea fenomenelor de eroziune care ar afecta construcţiile sau ar periclita stabilitatea versanţilor.

La construcţiile subterane se fac observaţii cu privire la : fisurile ce apar la susţinerile difinitive, urmărindu-se evoluţia acestora, infiltraţiile de apă şi acţiunea lor asupra materialelor folosite în construcţie.

Atît la lucrările de suprafaţă cît şi la cele subterane se fac observaţii vizuale obligatoriu în urma unor situaţii excepţionale : viituri, alunecări, prăbuşiri, cutremure, explozii, furtuni puternice, accidente de exploatare etc. Asemenea observaţii se desfăşoară pe toată durata situaţiilor excepţionale.

În cazul în care în cursul examinării construcţiilor se constată unele defecţiuni, fenomene neobişnuite sau periculoase se trece imediat la determinarea cauzelor şi la măsurători cantitative cu aparatură şi dispozitive adecvate. Se iau de asemenea toate măsurile necesare pentru prevenirea avariilor.

5.7.2. Supravegherea cu aparatură şi dispozitive

Alegerea aparaturii şi dispozitivelor de supraveghere trebuie să constituie o preocupare încă din faza de elaborare a proiectului pentru construcţie. La alegerea aparaturii se pune un accent deosebit pe următoarele criterii : funcţionare şi înregistrare corectă pe toată durata efectuării observaţiilor, robusteţe, întreţinere simplă, posibilitatea de cuplare la instalaţiile centrale de înregistrare sau teleînregistrare. De asemenea, aparatele trebuie să prezinte performanţe în domeniul sensibilităţii, fidelităţii şi fiabilităţii.

Programele de măsurători cuprind, în general, trei categorii de invetigaţii :

— controlul în timpul execuţiei în scopul verificării securităţii imediate a lucrărilor şi obţinerii de date privind particularităţile comportării ansamblului construcţie-fundaţie în situaţia reală. În cazul barajelor, măsurătorile la prima umplere a lacului de acumulare constituie date de comparaţie a deformaţiilor din timpul exploatării ;

— controlul în timpul exploatării, măsurătorile furnizînd elemente de apreciere a modului de comportare a construcţiei ;

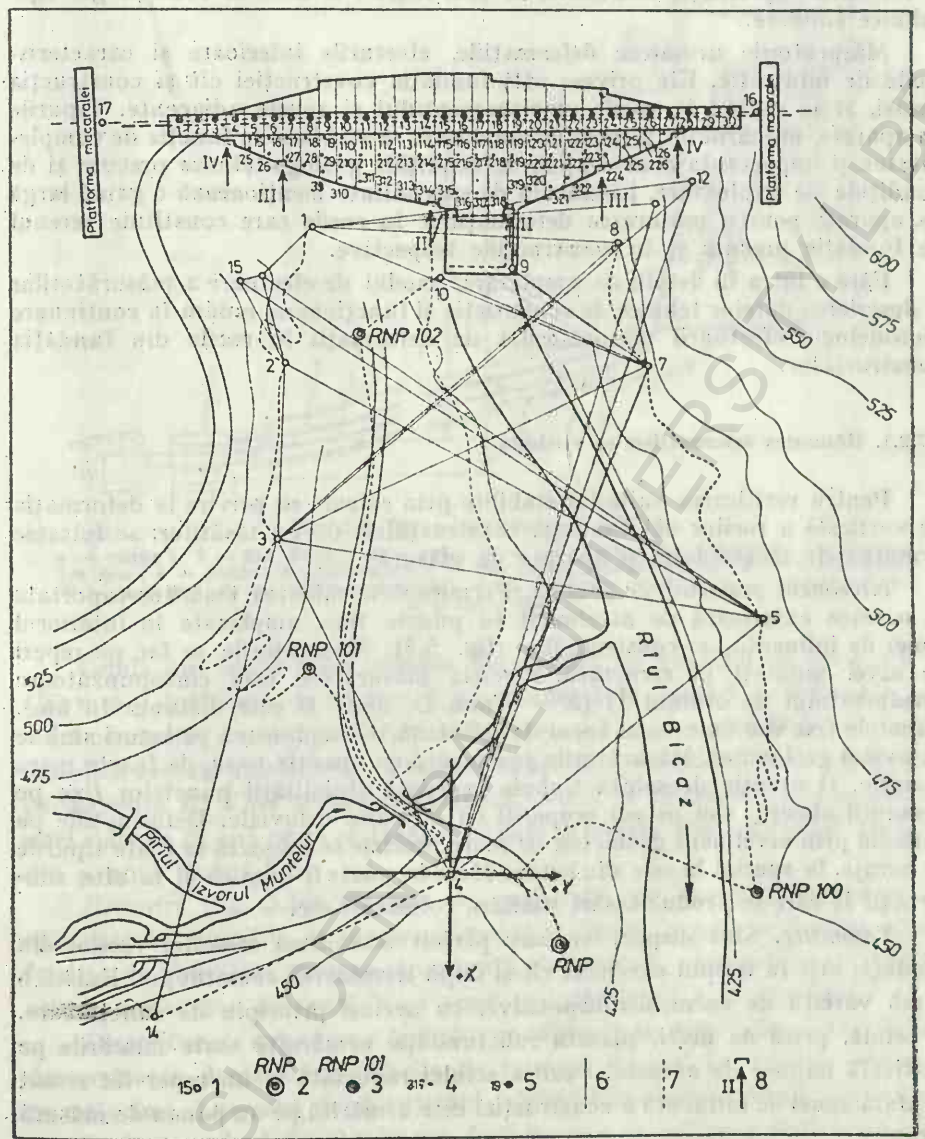


Fig. 5.8. Barajul Bicaz. Rețea de microtriangulație și liniile de nivelement de precizie : 1 — punct de microtriangulație ; 2 — reper nivelment de precizie fundamental ; 3 — reper nivelment de precizie ; 4 — reper parament ; 5 — reper coronament ; 6 — vize microtriangulație ; 7 — linii nivelment precizie ; 8 — intrări nivelment precizie în galerii baraj.

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

— verificarea elementelor de calcul utilizate la dimensionarea construcției și folosirea experienței acumulate la alte lucrări situate în condiții geologo-tehnice similare.

Măsurătorile urmăresc deformațiile, eforturile interioare și caracteristicile de infiltrație. Ele privesc atît fundația construcției cît și construcția însăși, și se extind la rocile amplasamentului și zonele adiacente. Tipurile de aparate, numărul lor și locul de amplasare se stabilesc în funcție de complexitatea și importanța construcției, de condițiile geologo-tehnice precum și de condițiile de exploatare. Literatura de specialitate menționează o gamă largă de aparate pentru măsurarea deformațiilor în rocile care constituie terenul de fundație precum și în construcțiile respective.

Fără a intra în detalii de amplasare, modul de efectuare a măsurătorilor și descrierea datelor tehnice de construcție și funcționare, redăm în continuare metodologia efectuării măsurătorilor de deformații în rocile din fundația construcțiilor.

5.7.2.1. Măsurarea deformațiilor pe verticală

Pentru verificarea valorilor stabilite prin calcule cu privire la deformația pe verticală a rocilor din fundația construcțiilor, deci a tasărilor, se folosesc următoarele metodologii și aparate de măsură:

Nivelment geometric de precizie. Permite determinarea tasărilor raportate la o rețea exterioară de nivelment cu puncte fixe, amplasate în interiorul zonei de influență, a construcțiilor (fig. 5.8). Măsurătorile se fac pe reperi de nivel montați pe structură. Precizia măsurătorii este corespunzătoare nivelmentului de ordinul II ($E = 5$ mm D, unde D este distanța în km). Punctele fixe din exteriorul zonei de influență se amplasează pe locuri stabile cu avizul geologului. Măsurătorile se execută cu aparate topo, de foarte mare precizie. O atenție deosebită trebuie acordată stabilității punctelor fixe pe versanții abrupți sau pe cei acoperiți cu depozite deluviale. Deformațiile pe veticală prin nivelment geometric de mare precizie se măsoară la toate tipurile de baraje, în special la cele din beton. Metoda poate fi folosită și la alte construcții la care se produc tasări, umflări, colmatări etc.

Tasometre. Sînt dispozitive care permit măsurarea tasărilor rocilor din fundație atît în timpul execuției cît și după terminarea construcției. Există o gamă variată de asemenea dispozitive, cu același principiu de funcționare. O celulă, priză de nivel, plasată sub fundație urmărește toate mișcările pe verticală impuse de aceasta. Poziția celulei raportată la un reper fix situat în afara zonei de influență a construcției este urmărită pe un panou de măsură tarat.

Peignaud M. (1973) a obținut rezultate deosebite la măsurarea tasării rambleelor construite pe terenuri compresibile cu tasometre de tipul celor arătate în schema din figura 5.9. Dispozitivul este constituit din trei părți: celula de priză de nivel; panoul de măsurare; tuburile de legătură celulă-panou.

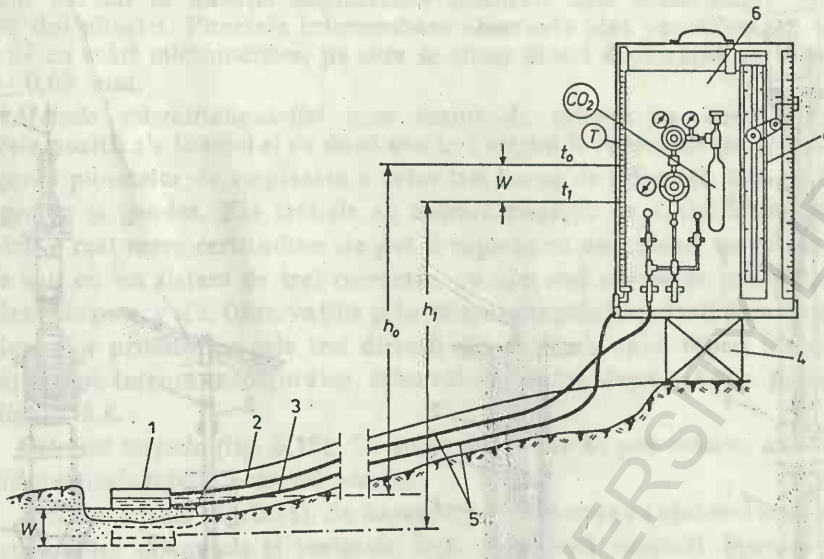


Fig. 5.9. Tasometru (Peignaud, 1973):
1 — celula ; *2* — gaz (CO_2) ; *3* — apă ; *4* — bază fixă ; *5* — conducte din Tecalan 4/6 mm ; *6* — panoul de măsurare ; *T* — tub pentru citirea tasării ; *M* — manometru ; *W* — tasarea ; h_0 — înălțimea inițială ; h_1 — înălțimea finală ; t_0 — nivelul inițial ; t_1 — nivel final.

Celula are forma unui cilindru din clorură de polivinil cu diametru de 160 mm și înălțimea de 90 mm. Este racordată la panoul de măsurare prin două conducte, una pentru CO_2 și una pentru apă. Asupra lichidului din celulă se aplică aceeași presiune p_0. În raport cu nivelul acestuia se obține înălțimea permanentă h_0. Cînd terenul se tasează, celula se deplasează corespunzător unei coloane de apă egală cu tasarea *W* care se citește direct pe tubul gradat *T* din panoul de măsură.

Rocmetre (fig. 5.10) dispuse, de preferință, pe direcțiile prioritare ale deformațiilor stabilite de inginerul geolog și fixate în rocă la diverse nivele, funcție de condițiile geologo-structurale, în vederea obținerii unor indicații asupra mișcărilor diferențiale pe zone ce interesează a fi urmărite.

Dispozitive de măsurare a tasărilor pe adîncime la diguri (fig. 5.11). Permit determinarea deplasărilor suferite de masivul de roci la diferite orizonturi pe adîncime. Lucrează după sistemul tubului telescopic. Fiecare orizont este prevăzut cu o placă de 50 × 50 cm, față de care se măsoară deplasarea printr-un tub care ajunge pînă la suprafață.

Dispozitive torpedo pentru tasări verticale după metodologia prezentată grafic în figura 5.12. Are utilizare foarte largă la baraje. Pe intervale de 1,50—5 m se fixează corniere perpendiculare. Citirile se fac cu ajutorul sondei torpedo.

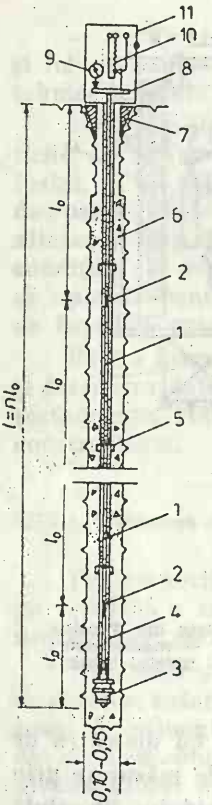


Fig. 5.10. Teleroc-metru :
1 — tijă metanică ; *2* — ştift ; *3* — ancore ; *4* — tub de material plastic ; *5* — mufă ; *6* — mortar de ciment ; *7* — cap de montaj ; *8* — cap de măsură ; *9* — defectometru ; *10* — potenţiometru ; *11* — cămaşă de protecţie.

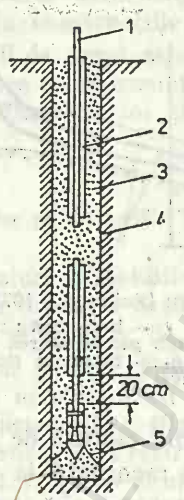


Fig. 5.11. Dispozitiv de măsurare a tasărilor pe adîncime la diguri (Stănescu, Munteanu, Şeibulescu, 1969) :
1 — tija interioară ; *2* — tub de protecţie Ø 2,5 cm ; *3* — umplutură (nisip sau nisip prăfos) ; *4* — foraj ; *5* — lamele care se înfig în rocă.

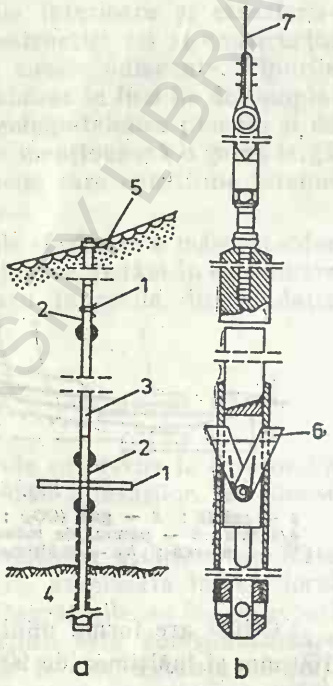


Fig. 5.12. Dispozitiv torpedo pentru tasări verticale (Stănescu, Munteanu, Şeibulescu, 1969) :
a — ansamblu ; *b* — torpedo ; *1* — corniere de legătură cu masivul de rocă ; *2* — tuburi interioare ; *3* — tuburi exterioare ; *4* — roca de bază ; *5* — taluzul exterior ; *6* — palete de rezemare în timpul măsurării ; *7* — panglica.

5.7.2.2. Măsurarea deformaţiilor pe orizontală

Deplasările pe orizontală sînt de maximă importanţă în special la baraje, întrucît depăşirea unei limite admisibile poate duce la rupere sau alunecare Verificarea acestor deplasări ale rocilor din terenul de fundare se poate efectua prin diverse metodologii şi aparate :

Metoda aliniamentelor (v. fig. 5.8). Permite stabilirea directă a unor componente orizontale ale deplasărilor după direcţia eforturilor principale.

BCU CLUJ / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Planul normal la direcţia deplasărilor măsurate este materializat prin cel puţin doi pilaştri. Punctele intermediare observate sînt prevăzute cu mirete mobile cu scări micrometrice, pe care se citesc direct deplasările cu o precizie de $\pm 0{,}05$ mm.

Metoda microtriangulaţiei prin tururi de orizont cu patru origini în ambele poziţii ale lunetei şi cu două sau trei origini la reperii de pe construcţie. Alegerea punctelor de amplasare a celor trei borne de referinţă trebuie făcută de geolog şi geodez. Ele trebuie să asigure condiţii de stabilitate perfectă. Pentru o mai mare certitudine ele pot fi cuplate cu un pendul invers de adîncime sau cu un sistem de trei rocmetre, cu ajutorul cărora se pot determina deplasările pe x, y şi z. Observaţiile prin microtriangulaţie permit supravegherea deplasărilor produse pe cele trei direcţii din spaţiu a unor reperi montaţi pe baraj sau pe terenul înconjurător. Măsurătorile se fac după schema prezentată în figura 5.8.

Sistemul torpedo (fig. 5.13). Cu acest dispozitiv se pot măsura atît deplasările verticale cît şi cele orizontale.

Sistemul suedez (fig. 5.14). Se bazează pe măsurarea cu ajutorul unui pendul a deplasărilor orizontale şi verticale faţă de reperii montaţi într-o coloană de inele de beton în interiorul barajului. Inelele de beton sînt separate între ele prin pene de lemn, care se scot la terminarea construcţiei.

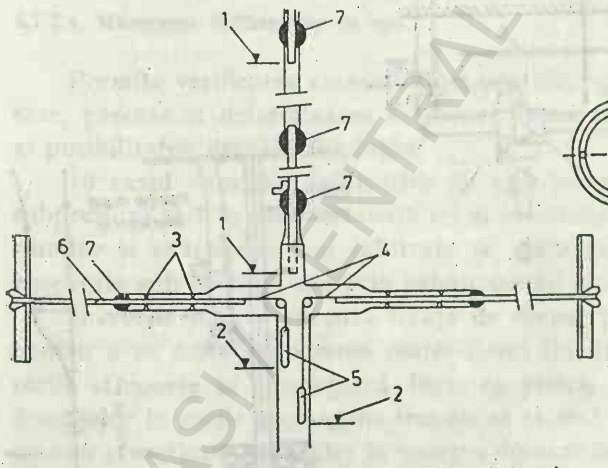


Fig. 5.13. Dispozitiv torpedo pentru deplasări orizontale, secţiune verticală (Stănescu, Munteanu, Şeibulescu, 1969):

1 — nivel de măsurare al tasării pe verticală; *2* — nivel de măsurare a deplasării orizontale; *3* — distanţiere; *4* — cabluri; *5* — contragreutăţi; *6* — tije; *7* — impermeabilizare.

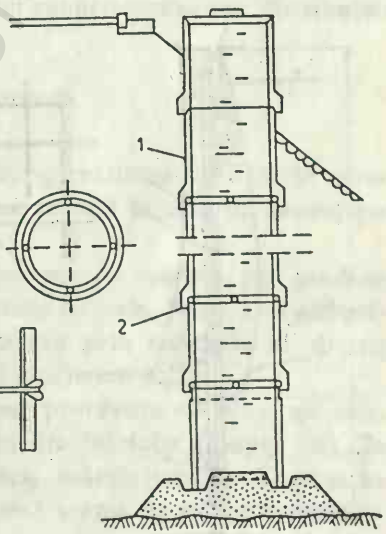


Fig. 5.14. Sistemul suedez de măsurare a tasărilor şi deplasărilor orizontale (Stănescu, Munteanu, Şeibulescu, 1969):

1 — tuburi de beton; *2* — pene de lemn.

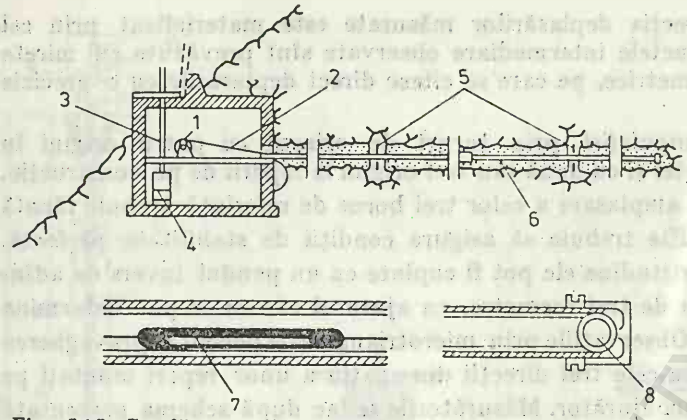


Fig. 5.15. Sondă inductivă pentru măsurarea deplasării orizontale (Stănescu, Munteanu, Șeibulescu, 1969):
1 — troliu ; *2* — cablu ; *3* — tub pentru apă ; *4* — tambur ; *5* — plăci metalice în beton ; *6* — tub plastic ; *7* — torpedo ; *8* — scripete.

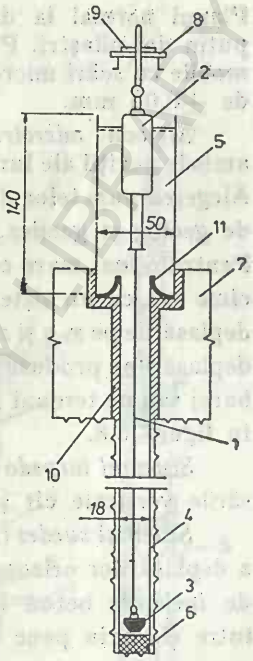


Fig. 5.16. Pendul invers cu plutitor (Prișcu, 1974):
1 — firul pendulului ; *2* — plutitor ; *3* — contragreutate ; *4* — tubație metalică ; *5* — recipient ; *6* — dop de beton ; *7* — baraj ; *8* — masă de măsurare ; *9* — înregistrator ; *10* — mortar de ciment ; *11* — garnitură.

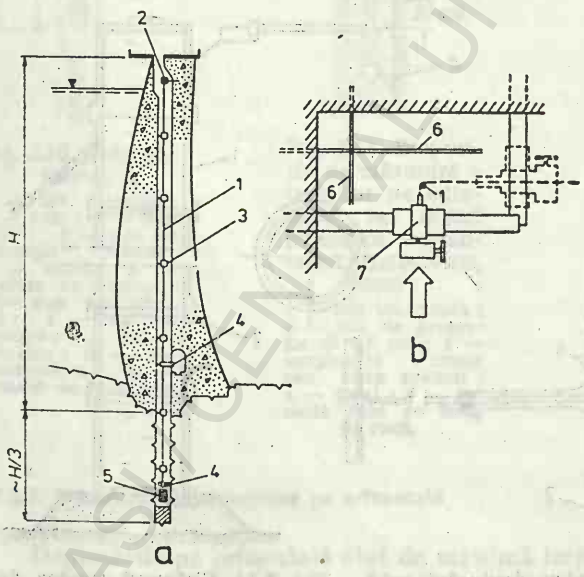


Fig. 5.17. Schema de dispunere a pendulului (Prișcu, 1974):
a — secțiune transversală ; *b* — dispozitiv de citire ; *1* — firul pendulului ; *2* — punct de suspendare ; *3* — fixare intermediară ; *4* — dispozitiv de citire ; *5* — greutate ; *6* — rigla gradată ; *7* — luneta de vizare.

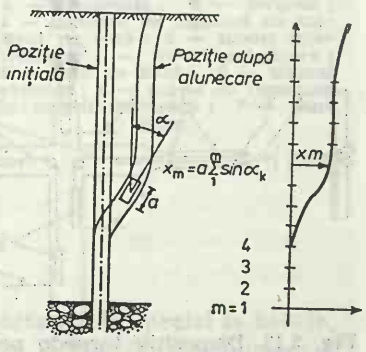


Fig. 5.18. Inclinometru.

Sistemul dozelor (fig. 5.15). Constă în determinarea umidității din interiorul barajelor.

Pendulul invers (fig. 5.16, 5.17) se amplasează în fundația barajelor în puțuri special amenajate, sau în foraje cu ∅300 mm la adîncimea minimă de $\frac{1}{3}$H baraj. Citirile se fac în cămine amenajate special sau în galeriile de vizitare, măsurîndu-se deformațiile pe orizontală.

Foraje înclinometrice (fig. 5.18) amplasate în versanții cu o stabilitate incertă din vecinătatea construcțiilor sau în lacurile de acumulare. Ele sînt dotate cu tubulatură cu caneluri sau pot fi de construcție simplă. Deplasările se citesc la un înclinometru universal ce se introduce în foraje și care are încorporată o busolă ce se raportează față de nord.

5,7.2.3. Măsurarea subpresiunilor

În rocile din fundația construcțiilor sau la contactul rocă-beton subpresiunile se măsoară cu diferite dispozitive hidrometrice și telepiezometrice (fig. 5.19). Piezometrele pot fi conectate direct la forajele executate în zona fundației sau la dispozitivele hidrometrice. Măsurarea subpresiunii se face cu un hidromanometru legat la o reducție a tubului piezometric.

În funcție de complexitatea geologică și hidrogeologică a amplasamentului așezarea telepiezometrelor trebuie realizată cu foarte mare atenție în vederea obținerii unor date concludente asupra mărimii subpresiunilor și a distribuției lor efective în roca de fundare.

5.7.2.4. Măsurarea infiltrațiilor de apă

Permite verificarea etanșeității fundațiilor, eficacitatea voalului de etanșare, precum și determinarea corelației dintre nivelul lacului de acumulare și posibilitatea drenării fundației.

În cazul barajelor infiltrațiile de apă în roca de fundare pot produce subpresiuni atît în zona betonată cît și în zonele laterale. Reducerea subpresiunilor și evacuarea apei infiltrate se realizează prin sistemele de drenaj executate sub fundații sau prin galerii special amenajate.

În rocile moi se execută foraje de drenaj prevăzute cu filtre speciale, pentru a se evita antrenarea materialului fin din fundație (nisipul fin). În rocile stîncoase se amenajează filtre cu pietriș mărgăritar. La amplasarea drenajelor în rocile neomogene trebuie să se țină seama de releveele geologo-tehnice și secțiunile geologice în vederea drenării corecte a faliilor sau a zonelor intens fisurate.

În general, amplasarea drenajelor se corelează cu sistemele de măsurare a subpresiunilor, iar debitele apei infiltrate se măsoară fire în fiecare foraj (v. fig. 5.19), fie prin recipienți sau deversori triunghiulari special amenajați.

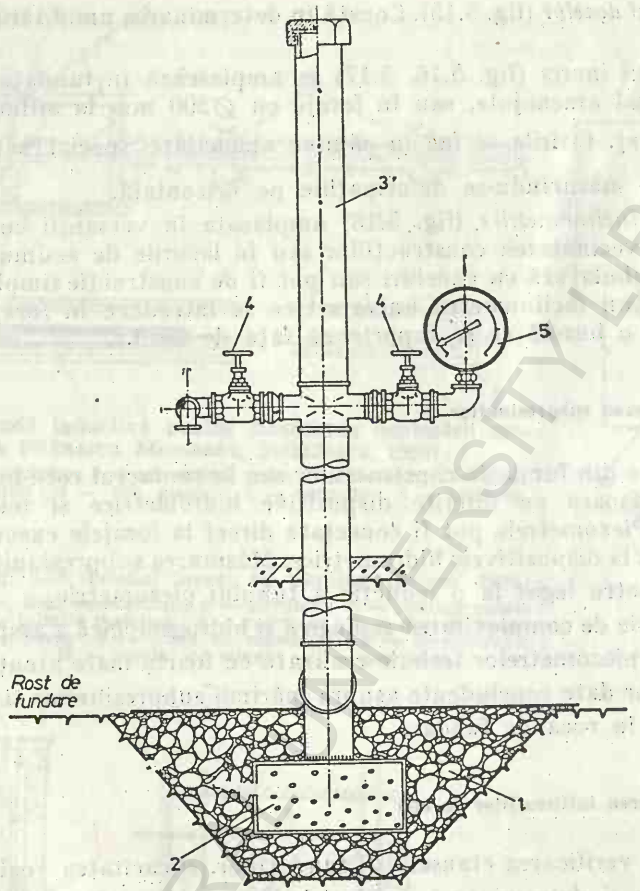


Fig. 5.19. Dispoztiv de măsură pentru subpresiune și debit:

1 — pietriș mărgăritar ∅ 5—50 mm ; 2 — cameră colectoare ; 3 — tubație zincată ∅ 2" ; 4 — robineți pentru măsurarea subpresiunilor.

În paralel cu măsurătorile debitelor se fac și măsurători de presiune, chimism, turbiditate etc.

La verificarea zonei de fundație prin care se produce scurgerea, se folosește morișca hidraulică de foraj, care determină viteza apei la adîncimea dorită și permite astfel calcularea debitului de apă scursă prin zonă.

Măsurarea nivelului hidrostatic al apei în forajele de drenaj se execută cu sonda fluier sau cu traductori. Infiltrațiile în zona din aval a acumulării și nivelele hidrostatice în zonele versanților se urmăresc prin foraje hidrogeologice special executate, în care se efectuează măsurători de nivel, debit și presiune. Aceste date se corelează cu nivelul apei din lacul de acumulare pentru a se constata dependența variațiilor de debite ale apelor infiltrate.

5.7.2.5. Măsurarea eforturilor în rocile de sub fundația construcțiilor

Determinarea valorică a eforturilor care iau naștere în fundația unei construcții prezintă importanță pentru verificarea dimensionării acesteia și a comportării rocilor de fundare în condițiile nou create. Pentru măsurarea acestor eforturi interioare s-au realizat o gamă largă de aparate și dispozitive, care se bazează pe principiul dozelor sau capsulelor de presiune. Fle măsoară eforturile de compresiune în punctele în care sînt montate, transmițînd anumite impulsuri la suprafață.

Dispozitivele se compun din trei elemente principale: 1) captatorul de presiune neutrală sau totală; 2) transformatorul deformațiilor în impulsuri, care sînt transmise la suprafață; 3) înregistratorul de impulsuri care permite citirea și evaluarea eforturilor.

Captatorul de presiune este construit după principiul piezometrului: o placă sau un tub poros perforate, așezate într-o cavitate cu nisip grosier plină cu apă. Presiunea se exercită pe o diafragmă elastică, care poate avea diferite forme (fig. 5.20, 5.21 și 5.22).

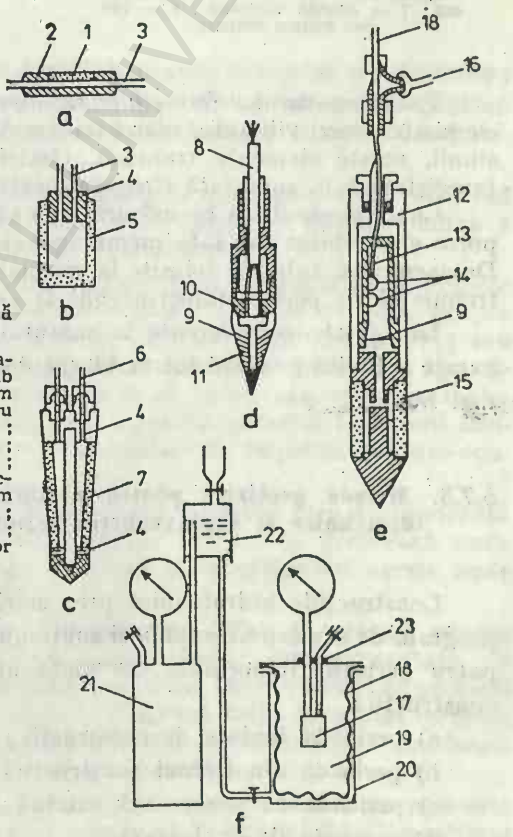


Fig. 5.20. Captatori de presiune neutrală (Stănescu, Munteanu, Șeibulescu, 1969):
a, b, c, d, e — captori; *f* — instalația de tarare: *1* — filtru; *2* — corpul dozei; *3* — tub de polietilen; *4* — cauciuc; *5* — filtru Ø 5 cm și 7,5 cm lungime; *6* — nylon; *7* — filtru Ø mediu 4,5 cm și 10 cm lungime; *8* — cablu; *9* — diafragma; *10* — traductori cu fir rezistiv; *11* — filtru de oțel 18 găuri cu Ø 0,10 cm; *12* — corp de oțel; *13* — coarde oțel; *14* — electromagneți; *15* — pietre poroase, filtru Ø 5 cm și 7,5 cm lungime; *16* — presiunea de aer; *17* — piezometru; *18* — membrană de cauciuc; *19* — argilă; *20* — vas de oțel; *21* — rezervor de aer; *22* — apă; *23* — izolație etanșă.

BCU IAȘI - BIBLIOTECA CENTRALĂ UNIVERSITARĂ

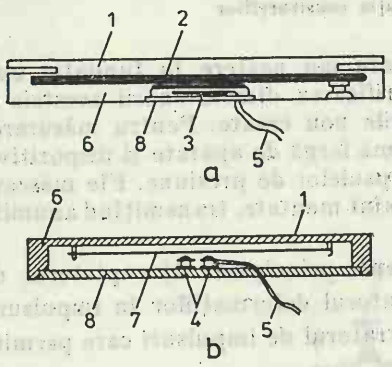


Fig. 5.21. Doze de presiune în masiv (Stănescu, Munteanu, Șeibulescu, 1969):
a — doză cu mărci rezistive ; *b* — doză cu coardă vibrantă ; *1* — membrană ; *2* — mercur sau ulei ; *3* — marcă rezistivă ; *4* — electromagneți ; *5* — cablu ; *6* — corpul dozei ; *7* — coardă vibrantă ; *8* — capac pentru montaj.

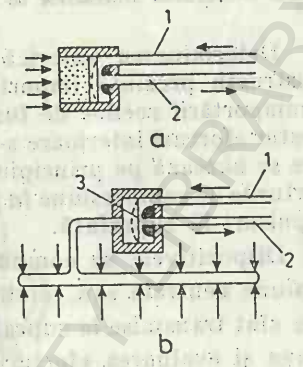


Fig. 5.22. Doze de presiune tip Glötzl (Stănescu, Munteanu, Șeibulescu, 1969).
a — pentru măsurarea presiunii neutrale ; *b* — pentru măsurarea presiunilor totale ; *1* — conductă de intrare 6/3 mm ; *2* — conductă de ieșire 10/5 mm ; *3* — membrană.

Transformatorul deformațiilor în impulsuri poate fi constituit din diverse elemente : corzi vibrante, mărci tensometrice, conducte etc. Sub efectul presiunii, aceste elemente transmit, electric sau hidraulic, impulsuri care se înregistrează la suprafață (frecvențometru, punte Wheatstone, manometru).

Condiția esențială ca măsurătorile să fie corecte este ca placa sau tubul poros și cavitatea din fața membranei să fie complet lipsite de bule cu aer. De asemenea, tuburile folosite la circulația apelor în dispozitivele hidraulice trebuie să fie perfect impermeabile la aer.

Din aceste considerente la măsurătorile de lungă durată efectuate la baraje se aplică pe scară tot mai largă dozele electrice care dau rezultate mult mai bune.

5.7.3. Metode geofizice pentru urmărirea comportării construcțiilor hidrotehnice și supravegherea seismică a barajelor

Construcțiile hidrotehnice prin mărimea și importanța lor necesită un program de urmărire complex și continuu, care trebuie să țină seama de cele patru perioade importante din viața unui baraj și, în general, a oricărei construcții :

a) perioada înainte de construcție ;
b) perioada din timpul construcției ;
c) perioada de punere sub sarcină ;
d) perioada de exploatare.

BCU "LUCIAN BLAGA" CENTRU UNIVERSITAR LIBRARY

O atenție deosebită trebuie acordată măsurătorilor de „zero" (inițiale) efectuate în perioada înainte de construcție, cînd se determină unii parametrii fizici (vitezele de propagare a undelor elastice V_P, V_S, rezistivitățile rocilor etc.), care apoi sînt controlați în timp.

În ultimii ani metodele de urmărire a barajelor s-au diversificat și s-au introdus altele noi. Dintre metodele noi, un loc important îl ocupă metodele geofizice și seismologice, care oferă informații globale asupra comportării rocilor din fundația barajelor și din versanți și posibilități de supraveghere a activității seismice din zona rezervoarelor.

5.7.3.1. Metode geofizice pentru urmărirea comportării construcțiilor hidrotehnice

Metodele geofizice, ca metode de urmărire a comportării construcțiilor hidrotehnice, își găsesc aplicații în rezolvarea următoarelor probleme:

— controlul proprietăților elastice ale rocii din fundația barajelor și a evoluției lor în timp;

— controlul calității betoanelor din corpul construcțiilor;

— verificarea lucrărilor de impermeabilizare-consolidare și controlul lor în timp;

— stabilitatea versanților;

— detectarea infiltrațiilor și a tasărilor în zona barajelor și a digurilor;

Măsurătorile geofizice utilizate curent pentru urmărirea comportării construcțiilor hidrotehnice sînt: a) măsurători seismice; b) măsurători microseismice; c) măsurători geoelectrice.

Măsurătorile geofizice se efectuează periodic pe reperi ficși, utilizînd aceeași aparatură și respectînd metodologia de măsurare inițială pentru a putea compara măsurătorile efectuate în diferitele etape.

a) *Măsurătorile seismice* se bazează pe faptul că variațiile proprietăților fizico-mecanice ale rocilor din fundațiile construcțiilor se reflectă asupra valorilor vitezelor de propagare ale undelor elastice longitudinale (V_P) sau transversale (V_S), fie prin diminuări globale sau locale ale vitezelor în condițiile apariției unor fisuri noi, reactivarea celor vechi, sau spălarea materialului din zona fisurilor, fie prin creșterea vitezelor datorită închiderii fisurilor sau măririi compactării în urma lucrărilor de impermeabilizare-consolidare.

În consecință, problema poate fi rezolvată studiind prin transparență masa de rocă cuprinsă între perechi de foraje, în care se generează unde elastice prin mici explozii sau șocuri mecanice și recepționînd aceste unde cu ajutorul unor traductori (geofoni).

O schemă eficace de dispunere a forajelor de emisie și recepție pentru urmărirea în timp a comportării fundației barajelor este prezentată în figura 5.23, utilizată la studierea barajelor din Italia. De menționat că geofonii sînt betonați în forajele de recepție ($FR_1 - FR_4$) sub talpa barajului înaintea începerii lucrărilor de injecții, efectuîndu-se astfel măsurători în toate fazele construcției și după construcție, în timpul exploatării.

Un alt exemplu de dispunere a forajelor seismice de emisie-recepție este cel realizat la barajul Roujanel (Franța), prezentat în figura 5.24. Dispozitivul

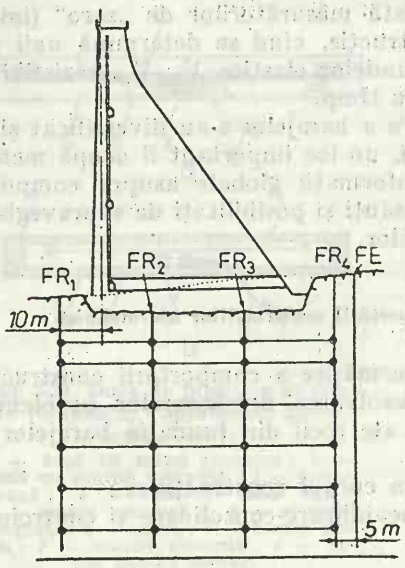


Fig. 5.23. Schemă cu dispunerea forajelor de emisie și recepție în fundația unui baraj din Italia:
FE — foraj de emisie; FR_1, FR_2, FR_3, FR_4 — foraje de recepție; * — puncte de emisie; ● — puncte de recepție (geofonii).

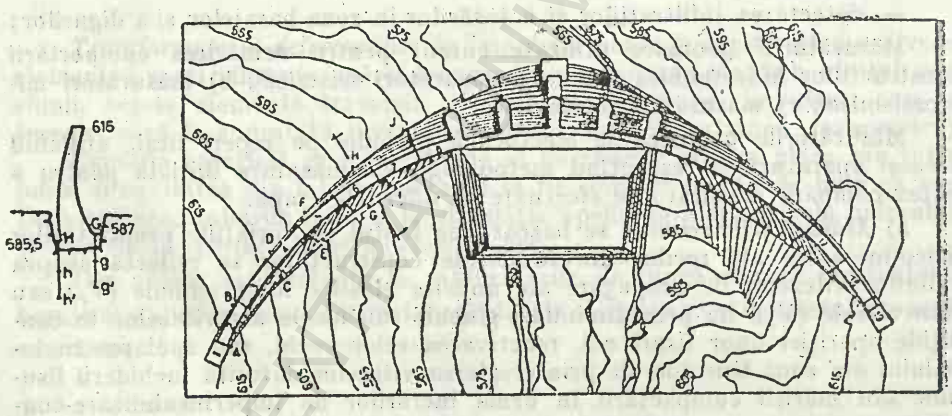


Fig. 5.24. Schemă cu dispunerea forajelor de emisie-recepție la barajul Roujanel (Franța):
A, B, ... J — punctele de emisie; a, b, c, ... j — punctele de recepție (geofonii).

de măsurare s-a realizat prin instalarea definitivă prin cimentare a 14 geofoni, în 10 foraje verticale, repartizate în număr egal de o parte și de alta a barajului, la distanțe de la 8 la 18 m. La acest baraj lucrările de injecții deconsolidare s-au efectuat în două etape. Eficacitatea acestor lucrări a fost verificată prin efectuarea unor tranșe de măsurători seismice utilizînd dispozitivul de măsurare schematizat în figura 5.24.

Rezultatul acestor măsurători prezentate în tabelul 5.1 evidențiază eficacitatea acestor lucrări de injecții care a dus la îmbunătățirea apreciabilă a caracteristicilor fizico-mecanice, marcată prin creșterea totală a vitezelor de propagare a undelor longitudinale (V_P) în proporție de 24—58% și totodată la

Tabelul 5.1. **Efectul injecţiilor**

Nr. ploturilor	Geofonii	Viteza (V_P) în km/s					
		Înainte de injecţii	După prima etapă de injecţii	ΔV_I (%)	După a doua etapă de injecţii	ΔV_{II} (%)	ΔV_{I+II} (%)
2—3	*abcd*	2,90	3,60	24%	3,60	—	24%
4	*cdce'ff'*	3,20	4,00	25%	4,20	6%	31%
5—6	*ce'ff'gg'hh'*	2,60	3,30	27%	3,60	1%	28%
6—7	*gg'hh'ij*	2,40	2,80	16%	3,80	42%	58%

omogenizarea terenului care iniţial era de calităţi diferite. Această omogenizare este pusă în evidenţă prin obţinerea unor valori ale vitezelor V_P aproximativ egale pe toate traseele de măsurare, după cea de a doua etapă de injecţii.

Măsurătorile seismice pot fi utilizate la baraje nu numai pentru verificarea eficacităţii injecţiilor ci şi pentru determinarea variaţiei modulului de elasticitate al lui Young (E_d) în perioadele de umplere şi golire a lacurilor de acumulare.

Astfel, la barajul Gage II (Franţa) situat pe roci granitice, s-au efectuat opt serii de măsurători, înainte şi în timpul perioadelor de umplere şi golire a lacului. În figura 5.25 se prezintă distribuţia în timp a seriilor de măsurători seismice în funcţie de nivelul apei în lac. Au fost instalaţi 20 de geofoni în 15 foraje perforate din galeria de drenaj, iar ca puncte de generare a semnalului seismic s-au utilizat două dispozitive instalate în galeria de drenaj cu ajutorul cărora s-au generat impulsuri seismice prin lovituri de ciocan.

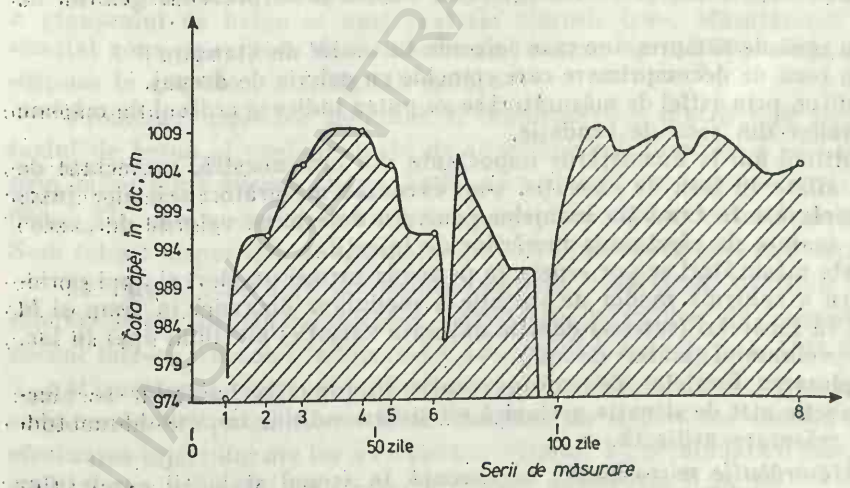


Fig. 5.25. Graficul de umplere a rezervorului şi distribuţia în timp a seriilor de măsurare.

În tabelul 5.2 sînt prezentate caracteristicile dinamice obținute în prima serie de măsurători efectuată înaintea începerii umplerii și a opta serie de măsurători, care corespunde cu o perioadă de umplere aproape de cota maximă. S-a înregistrat o creștere de 23% a vitezelor (V_P) ce corespunde la o creștere a

Tabelul 5.2. **Caracteristicile dinamice ale rocilor în funcție de stadiul de umplere**

Caracteristicile dinamice	Înainte de prima umplere	După umplere, în a 8-a serie	Raport
Viteza longitudinală V_P	3 090 m/s	3 850 m/s	1,25
Viteza transversală V_S	1 720 m/s	2 030 m/s	1,18
Modulul de elasticitate dinamic (E_d)	202 000 bari	286 000 bari	1,41
Coeficientul lui Poisson dinamic (μ_d)	0,28	0,31	1,11
Coeficientul de amortizare	0,53	0,43	0,81

modulului de elasticitate (E_d) de 47%. Această creștere a caracteristicilor dinamice pe perioada de umplere se datorează fenomenelor de compresiune care au loc în fundația barajului ca urmare a sarcinii coloanei de apă. În perioadele de golire, vitezele scad, datorită fenomenelor de decomprimare.

Cele mai mari variații ale modulului de elasticitate E_d s-au determinat în două zone, una situată sub baraj și alta situată în lungul voalului de etanșare; ambele zone sînt supuse fenomenelor de compresiune ca urmare a umplerii rezervorului.

Astfel, rezultatele obținute la barajul Gage II au pus în evidență următoarele:

— existența bulbului de compresiune, dublat și de prezența galeriei de drenaj;

— o zonă de compresiune care coincide cu voalul de etanșare;

— o zonă de decomprimare care coincide cu galeria de drenaj.

În viitor, prin astfel de măsurători se va putea indica și ordinul de mărime al tensiunilor din roca de fundație.

În ultimii ani la amenajările importante din țara noastră, proiectate de ISPH și aflate în faza de execuție, s-au executat măsurători seismice între foraje amplasate în fundația barajelor pentru a determina valorile de „zero" (inițiale) înainte de efectuarea lucrărilor de injecții.

Aceste măsurători se vor repeta în perioada primei umpleri și apoi periodic pentru a controla modul de variație a modulilor dinamici în timp și la solicitări cu încărcări (sarcini) diferite datorate variației nivelului apei în lac, respectiv volumului (masei) de apă.

Amplasarea forajelor de emisie-recepție în fundația barajelor se efectuează funcție atît de situația geologică cît și de condițiile impuse de metodologia de măsurare utilizată.

b) *Măsurătorile microseismice* se execută în scopul stabilirii corelațiilor între valorile vitezelor de propagare a undelor elastice longitudinale și parametrii fizico-mecanici ai rocilor (sau betoanelor).

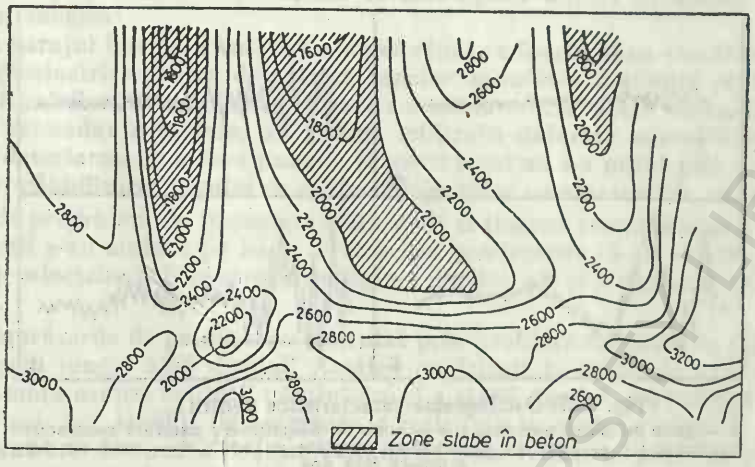


Fig. 5.26. Hartă cu izoviteze (în m/s) pe planşeul de beton de la o centrală hidroelectrică.

La aceste măsurători se folosesc distanţe emisie-recepţie mai mici (între 0,5—10 m) şi, corespunzător, unor frecvenţe mai mari, cuprinse între 8 000—30 000 Hz.

Spre deosebire de celelalte genuri de măsurători prezentate, măsurătorile microseismice se execută ocazional, servind la : localizarea zonelor slabe în vederea lucrărilor de remedieri şi reparaţii curente sau în urma avariilor, determinarea zonei de influenţă a exploziilor în galerii, verificarea eficacităţii consolidării şi etanşării rocilor etc.

În figura 5.26 se prezintă rezultatele măsurătorilor de cartare microseismică a planşeului de beton al unei centrale hidroelectrice. Măsurătorile au evidenţiat zone cu calitate slabă a betonului (viteza $V_P < 2\,000$ m/s), zone predispuse la crăpături şi infiltraţii de apă.

Problema depistării golurilor şi desprinderilor dintre tola metalică şi inelul de beton al unei conducte de aducţiune sub presiune a fost rezolvată prin măsurători microseismice. Astfel s-au stabilit oscilograme caracteristice (fig. 5.27), care au servit ca bază de interpretare pentru celelalte oscilograme. S-au folosit dispozitive de emisie-recepţie de dimensiuni mici (0,5 m).

În figura 5.28 sînt prezentate, sintetic, rezultatele utilizării metodei microseismice pentru verificarea eficacităţii injecţiilor de consolidare al rocilor într-un tronson (Rudăreasa) al aducţiunii principale de la U.H.E. Lotru.

Măsurătorile efectuate înainte şi după lucrările de injecţii au marcat o creştere de 30% a caracteristicilor dinamice ale rocilor. Se observă că după efectuarea injecţiilor are loc o creştere a vitezelor V_P şi totodată o omogenizare a lor, deci o îmbunătăţire a caracteristicilor rocilor (fig. 5.28, *b*).

Metoda mai poate fi utilizată cu succes pentru determinarea adîncimii fisurilor în betoane.

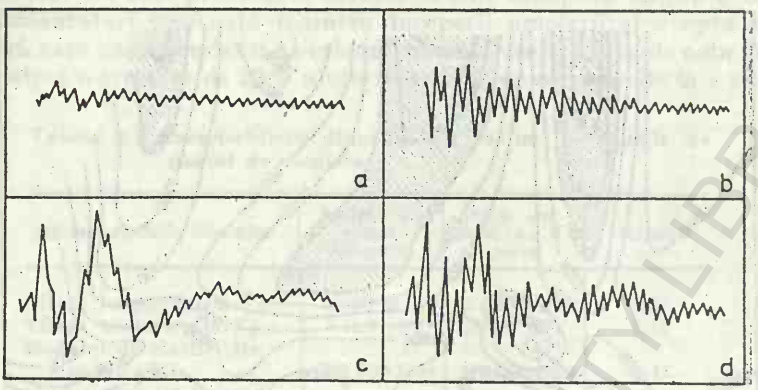


Fig. 5.27. Oscilograme caracteristice pentru:
a — zone cu bună aderență ; *b* — zone cu desprindere datorată contracției betonului ; *c* — zone cu desprindere umplute cu apă ; *d* — zone cu desprindere fără apă

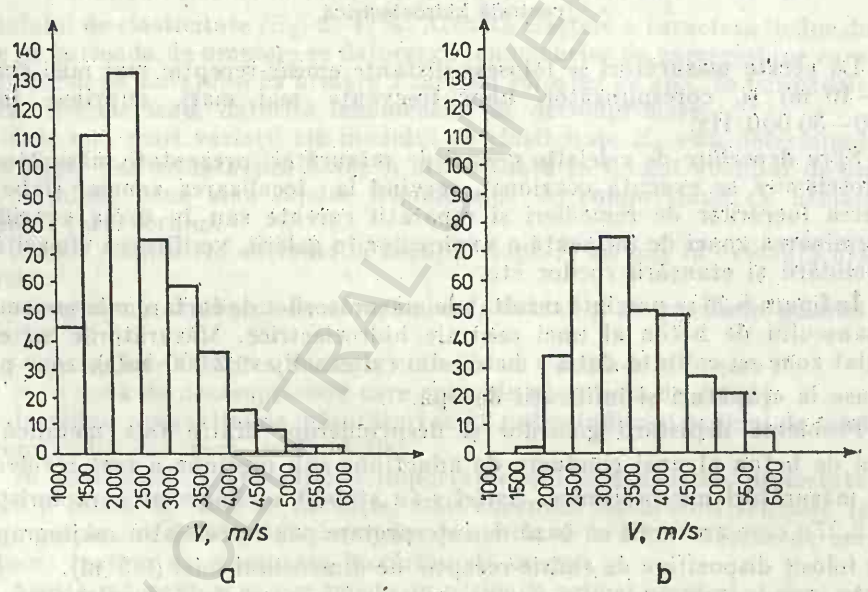


Fig. 5.28. Histograma vitezelor undelor elastice înainte și după injecții pe un tronson (Rudăreasa) al aducțiunii principale de la UHE Lotru:
a — înainte de injecții ; *b* — după injecții.

c) *Măsurătorile geoelectrice* se aplică în scopul urmăririi variației în timp a rezistivității rocilor și implicit a factorilor care o influențează. Astfel, se urmărește modificarea gradului de compactare, a stării de fisurare-alterare și a infiltrațiilor.

În general măsurătorile geoelectrice se execută prin metoda rezistivităților, pe reperi ficși, amplasați pe corpul barajului, versanți sau diguri, utilizînd dispozitive de măsură cuadripolare Wenner sau Schlumberger.

Pentru detectarea infiltrațiilor se mai aplică uneori cu succes metoda corpului încărcat.

La barajul Edertal (Austria), s-au efectuat cu foarte bune rezultate măsurători geoelectrice pentru detectarea zonelor de infiltrații și apoi pentru controlul lucrărilor de impermeabilizare-consolidare. La acest baraj, în zona digului secundar Affaldern, au apărut infiltrații datorate miezului de argilă care se deteriorase în cîteva puncte. Întrucît lacul nu s-a putut goli, s-a trecut la impermeabilizarea digului cu ajutorul injecțiilor cu amestec de consolidare.

Atît programul de impermeabilizare cît și fixarea secțiunilor și a zonelor de injecții s-au stabilit pe baza cercetărilor geoelectrice. S-au efectuat măsurători geoelectrice atît pentru investigarea digului, cît și a rocilor din fundația digului.

Măsurătorile de pe dig s-au executat prin profilare electrică cu dispozitiv Wenner în lungul axei digului. Acestea au folosit la obținerea unei imagini de ansamblu asupra calității pămîntului și a stării digului. Cu prilejul acestor măsurători s-a stabilit de asemenea o rezistivitate medie a digului, care în zona bună era de circa 200 Ωm. Valorile de rezistivități în plus sau în minus față de aceste valori s-au considerat suspecte. Cercetările geoelectrice ale rocilor din fundația digului s-au realizat prin sondaje electrice verticale (s.e.v.) care au evidențiat în fundația digului o serie de fisuri, digul fiind la rîndul lui și el străbătut de o serie de deranjamente.

Analiza rezultatelor obținute cu sev-uri și cu profilarea electrică, a permis concluzia că infiltrațiile se produceau atît prin dig cît și prin fundația lui (fig. 5.29 și 5.30). Din graficul din figura 5.29 se constată că înainte de

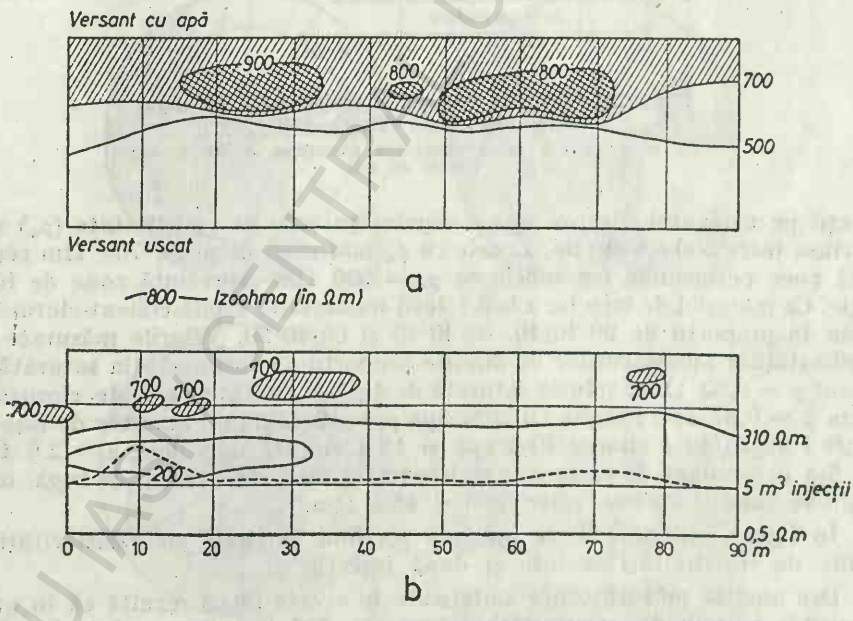


Fig. 5.29. Secțiune verticală de rezistivități prin digul Affaldern (după Fritsch, 1960): *a* — înainte de injecții ; *b* — după injecții ; 800 — izoohmă (în Ωm).

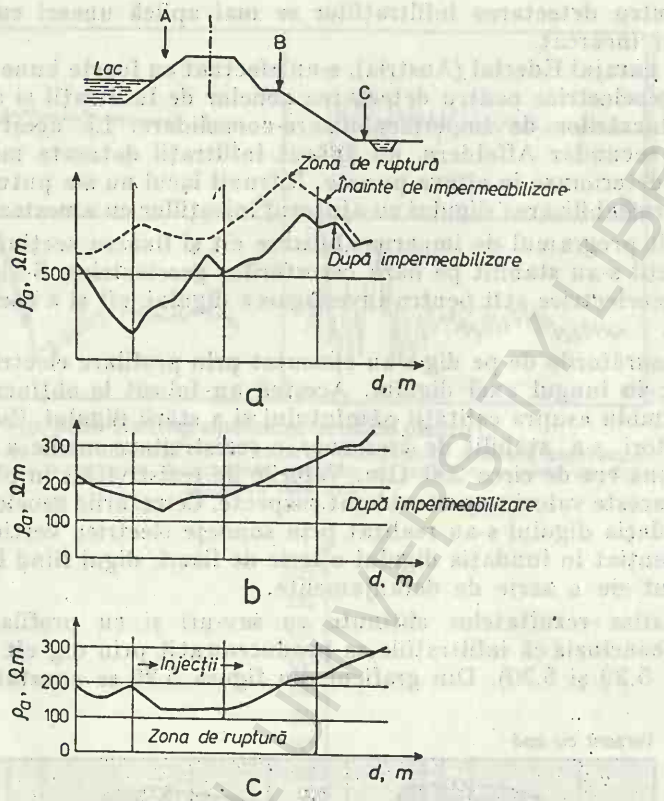


Fig. 5.30. Profil de variație a rezistivității pe digul Affaldern (după Fritsch, 1960):
a, b, c=profile corespunzătoare punctelor *A, B, C* din figura de sus.

injecții pe versantul dinspre apă a digului valorile de rezistivitate (ρ_a) sînt cuprinse între 500—900 Ωm. Zonele cu ρ_a mai mari de peste 700 Ωm reprezintă zone permeabile iar zonele cu ρ_a = 900 Ωm reprezintă zone de infiltrație. Ca material de injecție a fost folosit un amestec argilă-ciment-clorură de calciu în proporții de 90/40/10, 60/40/10 și 60/80/20. Valorile măsurate ale rezistivităților amestecurilor de diferite proporții au fost: soluția saturată de ciment ρ = 0,82 Ωm; soluția saturată de 4 părți ciment și 1 parte clorură de calciu ρ = 0,37 Ωm; argilă cu 20% apă ρ = 16 Ωm; un amestec de injecție de 90 l argilă/40 l ciment/10 l apă și 10 l clorură de calciu ρ = 2,6 Ωm.

S-a determinat de asemenea rezistivitatea apei din canalul de fugă, obținîndu-se valori cuprinse între 39,3 și 43,3 Ωm.

În figura 5.29 și 5.30 se prezintă secțiuni verticale ale rezistivității și profile de rezistivități înainte și după injecții.

Din analiza măsurătorilor sintetizate în aceste figuri rezultă că în urma injecțiilor, valorile de rezistivități mai mari de 700 Ωm dispar, rămînînd doar cîteva insule mici cu valori maxime de 700 Ωm. De remarcat că după efec-

tuarea celei de a 3-a tranșe de injecții de consolidare, rezistivitatea a ajuns la o valoare normală, uniformă, iar fenomenele de permeabilitate-infiltrație au dispărut complet. Astfel, prin controlul geoelectric s-au realizat economii de material, eliminîndu-se injectările inutile, realizîndu-se o impermeabilizare uniformă și totodată expeditivă.

La barajul Vida-Dobrești, atunci cînd nivelul de retenție la prima umplere a ajuns la cota maximă, s-au constatat infiltrații pe versantul stîng al barajului, la aproximativ 30 m în aval. Cercetările preliminare efectuate au condus la ipoteza că infiltrațiile se produc în principal la contactul dintre miezul de etanșare, alcătuit din argilă, și pintenul de etanșare, din beton, de pe malul stîng. De altfel, măsurătorile de rezistivitate electrică au evidențiat o zonă cu valori minimale, situată în apropierea umărului stîng al barajului. Pentru elucidarea problemei s-a apelat la metoda corpului încărcat, executîndu-se în acest scop un foraj în vecinătatea zonei menționate. Măsurătorile de rezistivitate prin acest procedeu s-au efectuat în trei etape : înaintea pompării soluției de NaCl în foraj (etapa I), la două ore după pompare (etapa II) și la cinci ore de la începutul operațiunii (etapa III).

În toate etapele, măsurătorile au fost executate în aceleași puncte, dispuse pe patru cercuri concentrice de raze 1, 2, 5 și 7 m, în jurul locației forajului. Rezultatele măsurătorilor sînt prezentate grafic în figura 5.31.

Analiza comparativă a hărților cu izorezistivități obținute oferă o imagine clară a circulației apei prin corpul barajului. Harta cu izorezistivități întocmită în etapa I prezintă distribuția zonelor conductoare (mai umede) și a celor rezistive, înainte de introducerea saramurei în foraj (5.31, *a*). După cum se

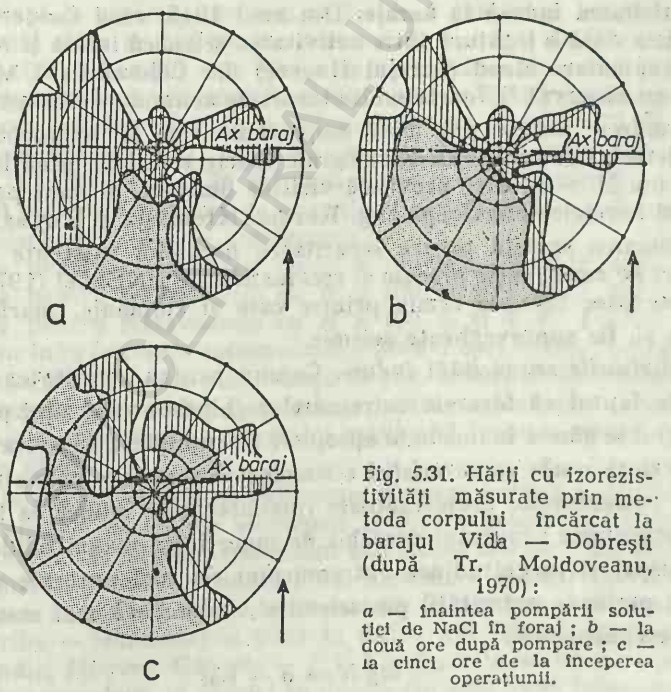


Fig. 5.31. Hărți cu izorezistivități măsurate prin metoda corpului încărcat la barajul Vida — Dobrești (după Tr. Moldoveanu, 1970) :

a — înaintea pompării soluției de NaCl în foraj ; *b* — la două ore după pompare ; *c* — la cinci ore de la începerea operațiunii.

observă, zona conductoare, delimitată arbitrar de izoliniile de 100 și 500 Ωm se localizează pe prismul amonte și nu depășește axa barajului. În etapa a II-a (fig. 5.31, *b*) se constată o lărgire a zonei conductoare, iar în etapa a III-a (fig. 5.31, *c*) ea depășește axa barajului și se deschide în aval către versantul stîng. Acest rezultat dă indicații asupra infiltrației apei sărate prin miezul de argilă. Lucrările de impermeabilizare efectuate ulterior în zona cercetată, prin injecții în foraje, au redus infiltrațiile la valori minime.

Curent, în țara noastră, metodele geoelectrice sînt aplicate de către Colectivul de Geofizică al ISPH pentru urmărirea și detectarea infiltrațiilor la digurile importante de la amenajările hidroenergetice aflate în exploatare (U.H.E. Racova, U.H.E. Cerbureni, U.H.E. Zigoneni etc.).

5.7.3.2. Seismicitatea indusă și supravegherea seismică a barajelor

Cutremurele se pot produce și ca urmare a unor activități umane : crearea de mari acumulări de apă, excavații miniere, explozii nucleare subterane etc.

Producerea de cutremure, uneori puternice, legate de aceste activități ale omului, în special de crearea marilor baraje, cutremure care au provocat pierderi de vieți omenești și pagube materiale, a impus intensificarea studierii fenomenelor de seismicitate indusă pe plan internațional.

Studiul seismicității induse la baraje constituie o necesitate imperioasă în prezent, deoarece pe glob s-au construit și se află în fază de execuție un număr foarte mare de baraje, a căror avariere implică riscuri deosebite.

Seismicitatea indusă la baraje. Din anul 1945, cînd Carder a observat pentru prima dată o legătură între activitatea seismică locală și realizarea lacului de acumulare Mead (barajul Hoover) din Colorado (SUA), fenomene similare s-au observat la foarte multe lacuri de acumulare din întreaga lume.

Cutremurele induse pot avea magnitudini, de la microcutremure (cu $M < 0$), detectabile numai cu seismografe foarte sensibile, pînă la cutremure puternice (cu $M > 6$), care provoacă victime omenești și mari pagube materiale (cazul barajelor Hsinfengkiang, Kariba, Kremasta și Koyna).

Preocuparea sporită pentru securitatea barajelor existente sau care se află în curs de construcție precum și recomandările UNESCO (1973), au făcut ca în numeroase țări ale lumii, printre care și România, marile lacuri de acumulare să fie supravegheate seismic.

Caracteristicile seismicității induse. Comun pentru activitatea seismică la baraje este faptul că focarele cutremurelor (hipocentrele) sînt puțin adînci (5—15 km) și se găsesc în imediata apropiere a acumulării. Activitatea seismică indusă prezintă unele caracteristici seismologice specifice, cum sînt: numărul crescut al cutremurelor premergătoare (precursoare) ; reducerea lentă a activității postseismice ; raportul deosebit de mare între magnitudinea cutremurului principal și magnitudinea cutremurului cel mai puternic din seria de replici din perioada activității postseismice ; valoarea *b* mai mare în relația frecvență-magnitudine :

$$\log N = a - bM$$

în care N este numărul de cutremure, M — magnitudinea, a — un parametru care depinde de activitatea seismică a zonei ; b — o constantă caracteristică unei anumite regiuni și tip de activitate seismică (crustală sau intermediară).

Unele caracteristici ale cutremurelor induse care s-au produs la baraje sînt prezentate în tabelul 5.3 (după Gupta și Rastogi, 1976).

Tabelul 5.3. **Unele caracteristici ale cutremurelor induse la cîteva baraje** (după Gupta și Rastogi, 1976)

Barajul	Țara	Magnitudinea cutremurului principal M_0	Magnitudinea cutremurului cel mai puternic din seria de replici M_1	M_0/M_1	Valoarea lui b
Hoover	S.U.A.	5,0	4,4	1,13	1,40
Montaynard	Franța	4,9	4,5	1,08	0,72
Mangla	Pakistan	4,2	3,3	1,27	0,96
Koyna	India	6,5	5,2	1,25	1,28
Kariba	Rhodesia	5,8	5,7	1,01	1,03
Kremasta	Grecia	6,3	5,5	1,14	1,12

Studierea fenomenelor de seismicitate indusă contribuie și la o mai bună înțelegere a seismicității naturale, la predicția cutremurelor și la controlul focarelor seismice. În general, s-a observat că o activitate seismică importantă poate fi indusă la crearea unei acumulări dacă înălțimea barajului (H) este în general mai mare de 100 m, iar volumul de apă (V) din lac mai mare de 1 km^3, chiar dacă barajul este situat într-o zonă considerată aseismică. În prezent se apreciază că înălțimea barajului este un factor mult mai important în declanșarea cutremurelor decît volumul de apă al rezervorului.

La finele anului 1975, după datele Comisiei internaționale a marilor baraje (I.C.O.L.D.) existau în întreaga lume circa 275 baraje cu înălțimea de peste 100 m. Probabilitatea de apariție la baraje a unor cutremure induse cu magnitudine $M \geqslant 2$ este următoarea :

— 17% pentru rezervoarele cu $H \geqslant 100$ m și $V > 10$ km^3 ;
— 10% pentru rezervoarele cu $H \geqslant 100$ m și $V \approx 1$ km^3 ;
— 7% pentru rezervoarele cu $H \geqslant 100$ m și $V < 1$ km^3.

Corelația între frecvența cutremurelor și nivelul apei în lac. Factorii care pot declanșa cutremurele induse la baraje și pot influența frecvența lor sînt : viteza de creștere a nivelului apei în lac, durata de încărcare, nivelul maxim atins, durata de menținere a nivelului maxim al lacului, viteza de golire și variațiile de nivel.

În multe cazuri au apărut cutremure puternice după o umplere rapidă. Fenomenul poate avea loc, de asemenea, și după o golire rapidă urmată apoi de o umplere. Un alt element important este intervalul de timp dintre nivelul maxim al primei umpleri a lacului de acumulare și cutremurul principal. Acesta variază în limite largi de la cîteva zile (Kremasta — Grecia), sau săptămîni (Kariba — Rhodesia) și pînă la cîțiva ani (Hsinfengkiang — China, Koyna — India, Hoover, Oroville — S.U.A.). Curbele de retenție pentru cele șase lacuri de acumulare, în paralel cu durata (în ani) după începerea umplerii

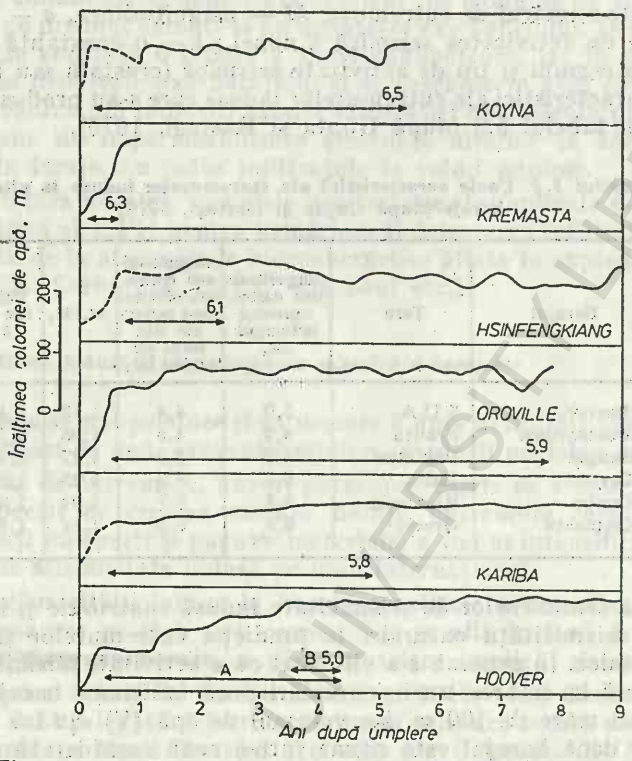


Fig. 5.32. Curbele de retenție, timpul și magnitudinile a șase seisme puternice induse de rezervoare:

Săgeata *A* indică intervalul de timp dintre încheierea primei etape de umplere și momentul producerii seismului. Pentru barajul Hoover săgeata *B* indică timpul scurs din momentul atingerii nivelului maxim în rezervor.

și magnitudinea șocului principal sînt prezentate în figura 5.32 (după Simpson, 1976). Această variabilitate în modul de producere în timp a cutremurelor induse este în legătură cu mecanismul de producere a acestora.

Cauzele seismicității induse. Cutremurele care se declanșează la scurt timp după atingerea nivelului maxim al primei umpleri sînt determinate de eforturile suplimentare care iau naștere ca urmare a sarcinii coloanei de apă. Cutremurele care se declanșează mai tîrziu sînt legate probabil de infiltrarea apei sub presiune în roci, proces care duce la creșterea presiunii interstițiale.

Un factor deosebit de important care condiționează apariția seismicității induse este existența unei stări de eforturi (tensiuni) preexistente, anormale, în masivul de roci în care se află amplasat barajul.

Efectul combinat al creșterii sarcinii verticale și a presiunii din pori va duce la accentuarea activității seismice în zonele în care eforturile în masiv sînt verticale (faliere normală). În zonele în care eforturile sînt orizontale, creșterea presiunii ca urmare a sarcinii suplimentare va avea un efect minim. La unele baraje, stările de eforturi obținute ca urmare a determinării planurilor de faliere pe baza mecanismelor de producere a cutremurelor induse sînt

în concordanţă cu stările de eforturi preexistente în regiunile respective. Aceste cutremure sînt toate de tip normal.

Gough şi Gough (1970) consideră că există trei căi prin care o acumulare poate declanşa o activitate seismică şi anume:

— efectul direct al eforturilor de forfecare produse de sarcina coloanei de apă asupra planurilor de falie;

— efectul indirect, ca urmare a unor eforturi suplimentare, care poate duce la o stare critică de tensiune în cazul existenţei unor eforturi iniţiale anormale în masiv;

— efectul creşterii presiunii apei din pori (presiuni interstiţiale), prin care eforturile normale şi rezistenţa la forfecare a rocilor sînt diminuate.

La acestea mai adăugăm şi observaţia lui Sheng (1973) privind cauza producerii cutremurului indus la barajul Hsingfengkiang: argilizarea materialului aflat pe planurile structurale de minimă rezistenţă şi reducerea forţei de forfecare. Încercările au arătat că coeficientul frecării interioare se poate reduce în asemenea situaţii cu 15%, iar coeziunea materialului cu 50%.

Influenţa direcţiilor eforturilor (σ) iniţiale rezultă din analiza figurii 5.33 (după Snow, 1972) pornindu-se de la un rezervor extins la infinit, care generează eforturi orizontale, în medie de 0,43 din eforturile verticale. Stările de eforturi sînt reduse în sistemul de reprezentare a lui Mohr. Înfăşurătoarea caracterizează stările limită de rupere sau curgere, la care se ajunge atunci cînd eforturile depăşesc rezistenţa de rupere a rocilor. Sarcina suplimentară datorată

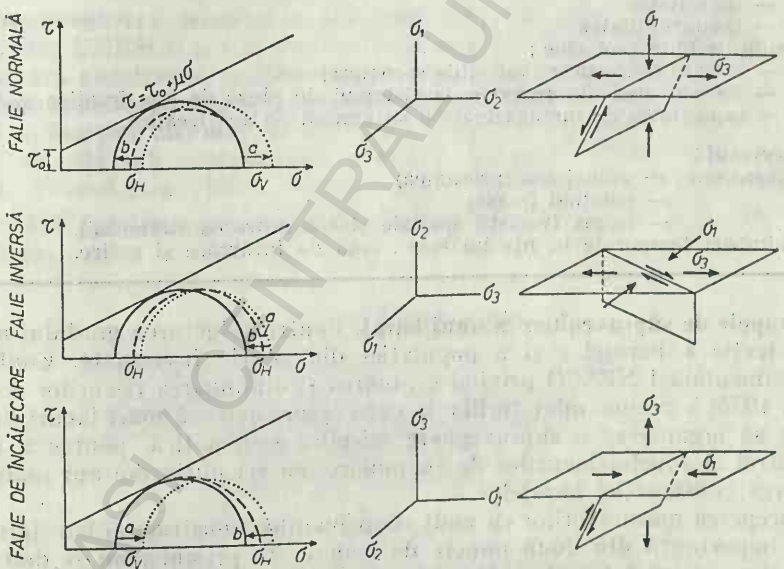


Fig. 5.33. Relaţia dintre sarcina coloanei de apă şi schimbările presiunii apei din pori şi fisuri în cazul fenomenelor de rupere a rocilor (după Snow, 1972).

1 — stare iniţială; *2* — modificarea stării iniţiale ca urmare a prezenţei coloanei de apă; *3* — modificarea stării de eforturi ca urmare a schimbării presiunii apei din pori. (--- 1; .... 2; — 3).

coloanei de apă duce la mărirea stării de tensiune cînd efortul principal maxim este orientat vertical. În cazurile cînd efortul principal maxim și cel intermediar sînt orientate orizontal, retenția de apă creată duce la o creștere a efortului principal minim, deci are un efect de stabilizare, de reducere sau descreștere a activității seismice. Astfel, uneori crearea unor mari rezervoare poate duce la descreșterea activității seismice naturale locale din zona respectivă. Acest fenomen a fost semnalat la barajul Tarbela (Pakistan) de Jacob et all (1976) și la alte baraje din S.U.A. de Simpson (1976).

Un rol esențial în declanșarea cutremurelor induse îl joacă condițiile tectonice, geologice și hidrogeologice, care sînt prezentate sintetic după Simpson (1976) în tabelul 5.4.

Tabelul 5.4. **Factorii care controlează seismicitatea rezervoarelor** (după Simpson, 1976)

A. **Stressul preexistent**
Orientarea : regimul tectonic (normal, invers, de încălecare)
Mărimea stressului : gradul de închidere a fisurației.
Mărimea deformațiilor.
B. **Condițiile geologice și hidrogeologice**
Falii : — localizarea lor cu mare precizie
— determinarea cu precizie a stressului preexistent și indus
— condițiile de fracturare și de permeabilitate.
Proprietățile hidro-mecanice ale rocilor :
— litologia
— efortul de fracturare
— porozitatea
— permeabilitatea.
Condițiile hidrogeologice :
— nivelul hidrostatic (variațiile sezoniere)
— accesul apei din rezervor la sistemul de pînze de ape freatice și falii.
— capacitatea de înmagazinare a sistemului de ape freatice.
C. **Rezervorul :**
Dimensiuni : — adîncimea (presiunea)
— volumul (masa)
— forma (variații spațiale și concentrarea stressului).
Schimbări temporale în nivelul apei : rata de încărcare și golire.

Etapele de supraveghere a unui baraj. Pentru asigurarea gradului maxim de protecție a barajelor și a populației din zonele învecinate, Conferința guvernamentală UNESCO privind evaluarea și diminuarea riscurilor seismice (Paris, 1976) a recomandat țărilor în care se proiectează mari lacuri de acumulare să organizeze o supraveghere seismică sistematică, pentru a obține un control al zonelor lacurilor de acumulare, cu cel puțin doi ani înainte de începerea construcției barajelor.

Începerea măsurătorilor cu mult timp înaintea construcției barajului este foarte importantă din două puncte de vedere. În primul rînd se determină activitatea seismică locală, astfel încît distribuția și frecvența cutremurelor înregistrate se va putea compara cu datele ce se vor obține în timpul umplerii și a exploatării acumulării respective. În al doilea rînd, prin obținerea unor date seismologice care caracterizează zona respectivă, acestea vor putea fi folosite la proiectarea antiseismică a barajelor.

Instrumentația de supraveghere seismică a barajelor. Pentru analizarea caracteristicilor unui cutremur indus în vecinătatea unui baraj este necesară determinarea următorilor parametri: coordonatele epicentrului (x, y), adîncimea focarului (h), timpul (t), durata (τ) și magnitudinea (M).

Pentru localizarea activității seismice cu mare precizie se recomandă instalarea în jurul lacului a unei rețele de minimum patru stații seismologice fixe și telemetrice de înaltă sensibilitate. O asemenea rețea formată din 4 stații seismologice telemetrice funcționează la barajul Vidraru-Argeș din 1976.

O stație seismologică fixă se compune din trei părți: a) seismometrul (cu perioada proprie de 1 Hz), cu o componentă (verticală) sau cu trei componente (o componentă verticală și două componente orizontale); b) amplificatorul și c) înregistratorul. Schema bloc a unei stații seismologice telemetrice la barajul Vidraru-Argeș este prezentată în figura 5.34.

În cazul existenței unei activități seismice mai importante apare necesitatea instalării suplimentare a unor stații seismice mobile pentru completarea rețelei seismice de observație, în vederea localizării cu precizie a focarelor și a determinării mecanismului de producere.

Rețeaua de supraveghere seismologică trebuie, obligatoriu completată cu o rețea de minimum patru accelerografe pentru înregistrarea marilor deplasări datorate cutremurelor. Prin instalarea acestora la nivelul fundației, la diferite nivele în corpul barajului și pe rocă (aval) în vecinătatea barajului se va determina răspunsul fundației și al structurii la cutremurele puternice naturale sau induse și totodată gradul de solicitare al barajului.

Supravegherea seismică a barajelor din România. Ca urmare a recomandărilor UNESCO și a măsurilor inițiate de ISPH—MEE pentru urmărirea comportării construcțiilor hidroenergetice, începînd din anul 1974 s-a inițiat un program de supraveghere seismică a acumulărilor importante din România, baraje cu înălțimi mai mari de 100 m și un volum de apă mai mare de 0,1 km³. Astfel, se află sub supraveghere seismică barajele Izvorul Muntelui-Bicaz (1974), Vidra-Lotru (1974), Vidraru-Argeș (1975—1976), Fîntînele (1978), Drăgan (1978), Oașa-Sebeș (1978), Surduc-Buzău (1978), Rîul Mare-Retezat (1980) etc.

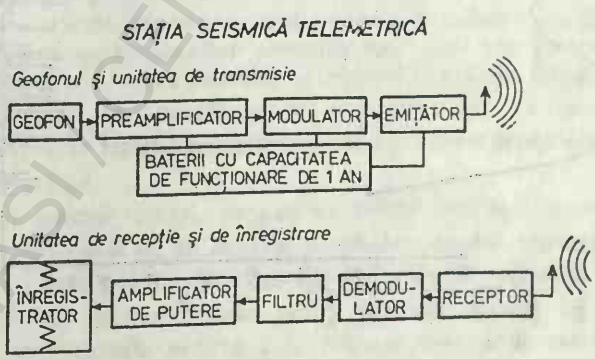


Fig. 5.34. Schema bloc a unei stații seismologice telemetrice.

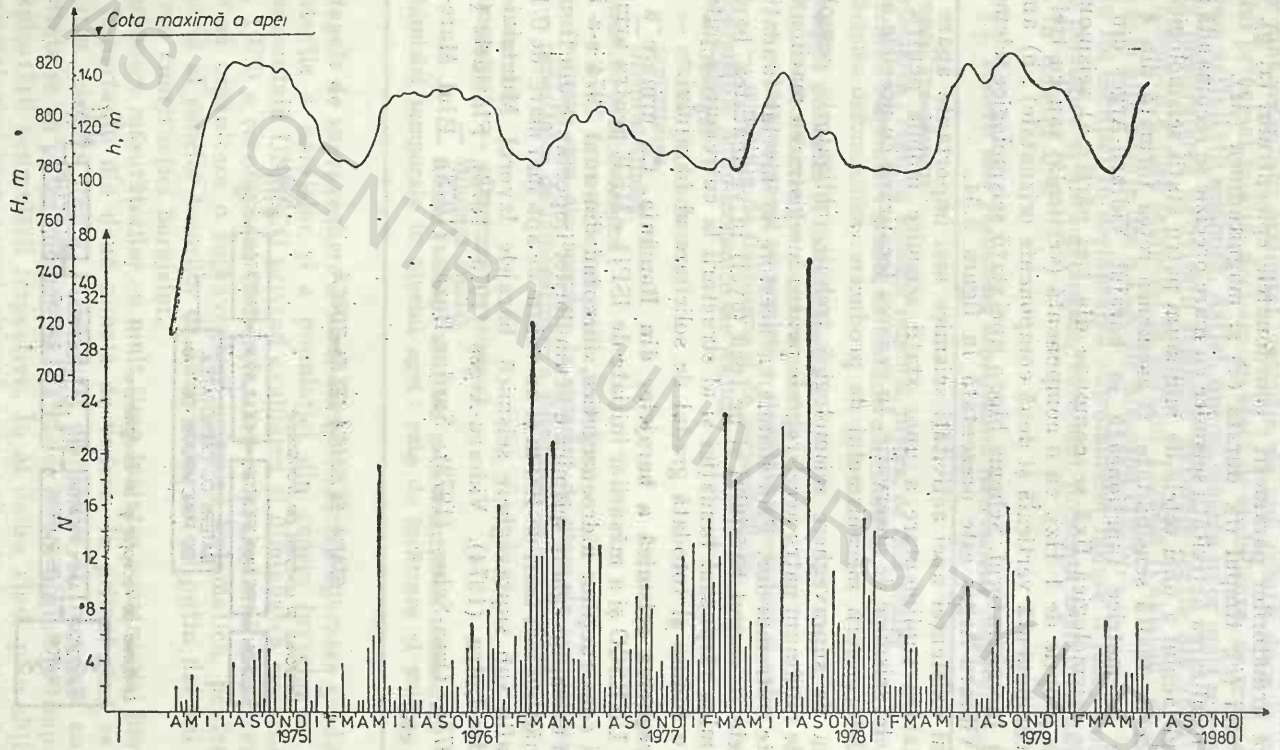


Fig. 5.35. Distribuția pe decade a șocurilor ($S — P \leqslant 5$ s) și a nivelului apei în lac la barajul Vidraru — Argeș.

BCU IAȘI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Exceptînd primele trei baraje, la care staţiile seismologice de înaltă sensibilitate au fost instalate la mulţi ani după prima umplere, la celelalte baraje, instalarea staţiilor s-a făcut înainte de începerea umplerii, putîndu-se astfel determina fondul de seismicitate natural. La aceste baraje s-au instalat şi accelerografe pentru înregistrarea marilor deplasări.

Din rezultatele cercetărilor seismologice efectuate pînă în prezent se remarcă cele obţinute la barajele Vidraru-Argeş, Izvorul Muntelui — Bicaz şi Vidra-Lotru. La toate acestea s-a evidenţiat o activitate seismică locală, dar legătura cea mai clară între activitatea seismică şi lacul de acumulare este cea înregistrată la barajul Vidraru-Argeş (fig. 5.35).

Studierea relaţiei dintre activitatea seismică locală (N — număr de şocuri) şi nivelul apei în lac H a condus la stabilirea unui raport de corelaţie $\eta_{N/H} = 0{,}37$ (Apopei I., 1980) care reflectă influenţa lacului de acumulare Vidraru-Argeş asupra seismicităţii induse, aceasta exercitîndu-se cel mai probabil în timpul perioadelor de golire şi de menţinere a nivelului apei la cote scăzute.

Cu ajutorul reţelei de patru staţii seismice telemetrice instalate în jurul lacului s-au putut localiza cutremurele produse în jurul barajului Vidraru-Argeş şi întocmi hărţi cu epicentre pentru diferite perioade de observaţie. În figura 5.36 şi 5.37 se prezintă hărţi cu epicentrele cutremurelor din zona barajului Vidraru-Argeş produse într-o perioadă de scădere şi respectiv de creştere a nivelului apei în lac. Din analiza acestor hărţi se observă foarte clar că densitatea epicentrelor cutremurelor locale în vecinătatea lacului este mult mai crescută în perioadele de golire şi menţinerea lacului la cote minime. În perioadele de umplere activitatea seismică din apropierea lacului este foarte slabă.

În viitor se vor studia cauzele acestor cutremure induse şi prin explicarea mecanismului de producere, se vor putea stabili şi măsuri pentru limitarea fenomenului.

Recomandări privind supravegherea seismică a barajelor. Cercetarea fenomenelor de seismicitate indusă necesită o perioadă îndelungată de supraveghere şi o abordare multidisciplinară şi complexă. Observaţiile trebuie să înceapă cu cel puţin doi ani înainte de construirea barajului şi se recomandă să se continue pe o perioadă de timp îndelungată.

În etapa de studii este necesară efectuarea de măsurători de efort în masiv pentru determinarea tensiunilor preexistente, care vor putea apoi servi ca mijloc de înţelegere a mecanismului seismicităţii induse după umplerea lacurilor de acumulare. În această etapă se recomandă ca în amplasamentul viitorului baraj să se testeze posibilitatea de apariţie a seismicităţii induse prin crearea rezervorului.

Procedeul acestei testări, propus de Rothé (1974), constă în efectuarea unui foraj de 300—500 m, în centrul amplasamentului viitorului baraj, foraj în care se va injecta apă sub presiune, gradat, pînă la apariţia primelor cutremure, Bineînţeles, se vor instala staţii seismice mobile în jurul forajului cu o lună de zile înainte pentru a se măsura fondul de seismicitate. Dacă, după umplerea rezervorului apare o activitate seismică locală sînt necesare cercetări pentru determinarea cauzelor care provoacă cutremure şi pentru

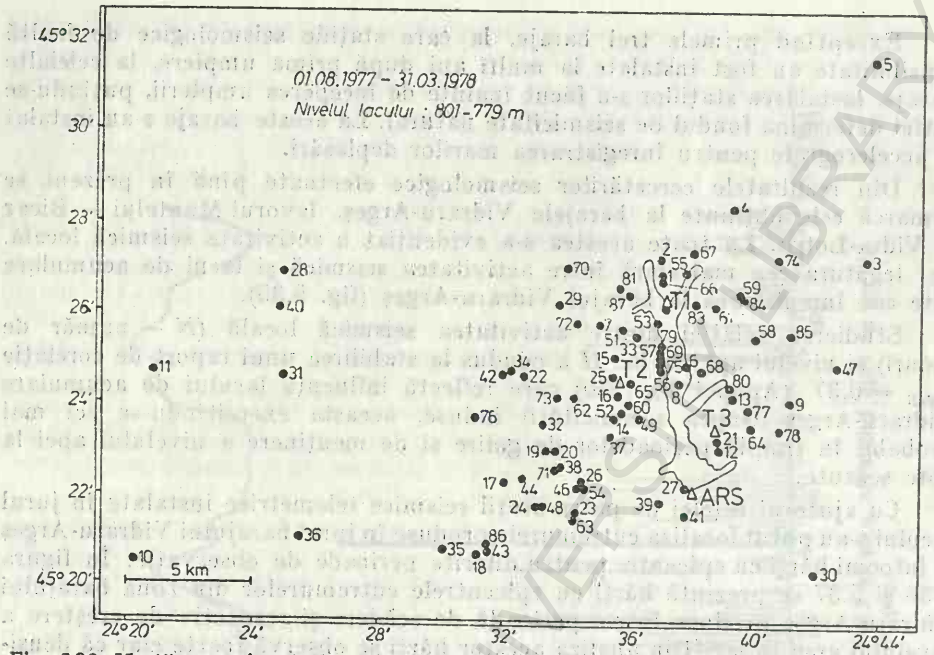


Fig. 5.36. Hartă cu epicentrele cutremurelor la Amenajarea Vidraru — Argeș produse într-o perioadă de scădere a nivelului apei în lac.

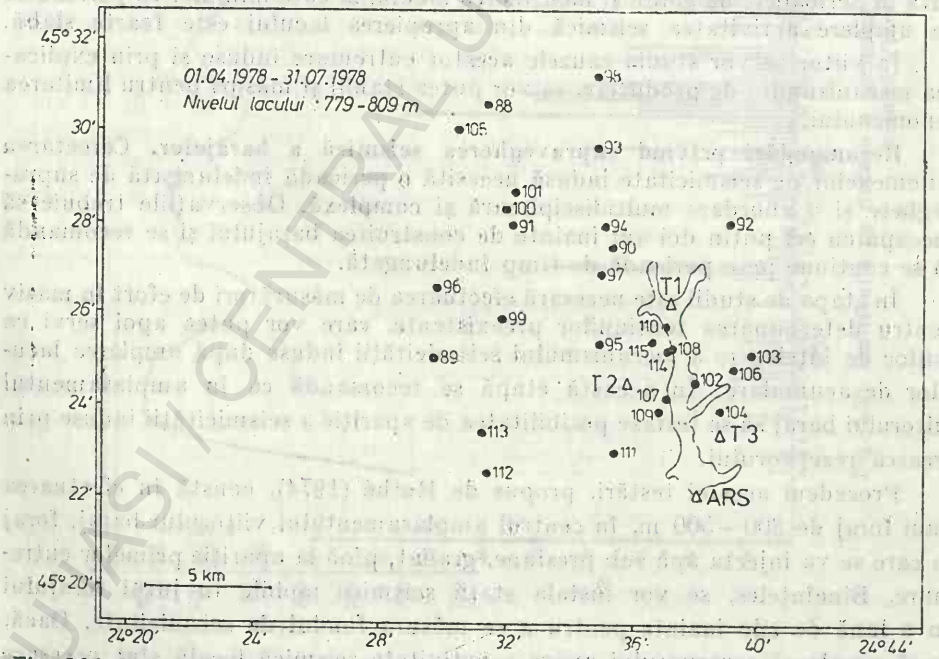


Fig. 5.37. Hartă cu epicentrele cutremurelor la Amenajarea Vidraru — Argeș produse într-o perioadă de creștere a nivelului apei în lac.

BCU IAȘI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

explicarea mecanismului de producere a lor. În acest sens se recomandă următoarele cercetări:

— localizarea epicentrelor care apar după umplerea lacului, întocmirea unei hărți cu distribuția lor, și urmărirea lor în timp;

— interpretarea distribuției epicentrelor, faliilor și zonelor de slabă rezistență în vederea determinării zonelor de activitate seismică (planurile de falie pe care se produc cutremurele);

— determinarea relației între activitatea seismică și fluctuațiile nivelului apei în lac pe baza unor observații zilnice, efectuate pe perioade îndelungate;

— determinarea relației frecvență-magnitudine;

— stabilirea corelației între magnitudinea cutremurelor, înainte și după încărcarea rezervorului;

— calculul magnitudinilor și energiilor cutremurelor;

— determinarea deplasărilor, vitezelor și accelerațiilor maxime.

În final, prin analiza statistică a înregistrărilor seismice și prin interpretarea acestor rezultate se vor putea determina elemente necesare în proiectarea antiseismică a barajelor.

Bibliografie

1. Bourges F. (1973) — *Etude et construction des remblais sur sols compressibles.* Bul. des Lab. des Ponts et Chaussées. Paris.
2. Fisenko G. L., Revazov M. A., Galustian E. L. (1974) — *Ukreplenie otkosov v carerah.* Izd. Nedra, Moskva.
3. Florea M. N. (1979) — *Alunecări de teren și taluze.* Editura tehnică, București.
4. Georgescu D., Marinescu C., Benea Șt. (1971) — *Determinarea caracteristicilor mecanice ale rocilor.* Editura tehnică, București.
5. Glușko V. T., Borisenko V. G. (1978) — *Injenerno-geologiceskie osobenosti jelezorudnîh mestorojdenii.* Izd. Nedra Moskva.
6. Kolomenski N. V., Komarov I. S. (1964) — *Injenernaia geologhia* — vissaia școla. Moskva.
7. Larionov A. K., Priklonski V. A., Ananev V. P. (1959) — *Lesovidnie porodi i ih stroitelnie svoistva.* Gosgeoltehizdat, Moskva.
8. Lehr H., Stănescu E., Andrei S., Manoliu I. (1963) — *Metode noi în proiectarea și executarea fundațiilor.* Editura tehnică, București.
9. Maslov N. N. (1941) — *Injenernaia geologia.* Gosstroiizdat. Moskva.
10. Peignaud M. (1973) — *Tassomètre.* Bul. des Lab. des Ponts et Chaussees. Paris.
11. Popov I. V. (1951) — *Injenernaia geologia.* Gosizdatgeolliteraturî, Moskva.
12. Prișcu R. (1974) — *Construcții hidrotehnice.* Editura didactică și pedagogică, București.
13. Roza A. S. (1959) — *Prognoz osadok soorujenia elektrostanții.* Gosenergoizdat, Moskva.
14. Schlosser F. (1973) — *Hypothèses et theories pour sols compressibles.* Bul. des Lab. des Ponts et Chaussées, Paris.
15. Silon T., Răileanu P. (1978) — *Pământuri macroporice sensibile la umezire.* Inst. Pol. Iași. Facultatea de construcții — Cursuri postuniversitare, Iași.
16. Stănescu E., Munteanu A., Șeibulescu C. (1969) — *Construcția barajelor de pământ și anrocamente.* Editura tehnică, București.
17. Terzaghi K., Peck R. B. (1961) — *Mecanique des sols appliquée aux travaux publics et au bâtiment.* Paris.
18. Zaruba Q., Menčl V. (1976) — *Engineering geology.* Academia de științe Cehoslovacă, Praga.
19. Apopei I., Moldoveanu T. (1980) — *Referat privind caracterizarea statistică a seismicității în zona Surduc—Buzău.* Raport I.S.P.H., București.
20. Apopei I., Moldoveanu T. (1980) — *Urmărirea seismicității induse și a seismelor la scară macrozonală la amenajarea Vidraru—Argeș.* Raport I.S.P.H., București.

21. Arandjelovič D. (1969—1970) — *Geophysics in Civil Engineering.* Vesnik Zavoda za Geoloska i Geofizička Istraživanja, Series C, Nr. 10—11, Belgrad.
22. Constantinescu P., Moldoveanu T., Ştefănescu D., Vâjdea V., Visarion M. (1979) — *Geofizică inginerească.* Editura tehnică, Bucureşti.
23. Fauroux G., Garnier J. C., Lakshmanan (1968) — *Observation des variations de contrainte dans le rocher de fondation du barrage de Gage II par auscultation dynamique.* Symposium International de Mécanique des Roches, Madrid.
24. Fritsch V. (1960) — *Geoelektrische Baugrunduntersuchung.* VEB Verlag für Bauwesen, Berlin.
25. Gough D. I. (1978) — *Induced Seismicity.* The Assessment and Mitigation of Earthquake Risk. UNESCO, Paris.
26. Gupta H. K., Rastogi B. K. (1976) — *Dams and Earthquakes,* Elsevier, Amsterdam.
27. Kisslinger C. (1976) — *A Review of Theories of Mechanisms of Induced Seismicity.* Engineering Geology, Vol. 10. Induced Seismicity, London.
28. Merkler G., Moldoveanu T. (1970) — *Quelques exemples de l'applicabilite de mesures geophysiques dans la solution de certains problémes geologiques relatifs au fondement d'ouvrages.* 2 Congres International de Mécanique des Roches. Rapports du Congrés, Belgrade.
29. Mândrescu N. (1976) — *Seismic Microzing of Areas with Difficult Ground Conditions,* Rev. Roum. Géol. Géophys. et Géogr. — Géophysique, 20, Bucarest.
30. Moldoveanu T., Privighetoriţă C., Răducanu M., Tudorache G. (1976) — *Urmărirea comportării construcţiilor hidroenergetice prin metode geofizice.* Sesiunea INCERC: Comportarea in situ a construcţiilor, Oradea.
31. Moldoveanu T., Tudorache G. (1979) — *Applications des méthodes microseismiques à l'étude des bétons et des roches de la fondation des constructions hidro-électriques.* Rapports Techniques Scientifiques, Vol. V, I.S.P.H., Bucureşti.
32. Snow D. T. (1972) — *Geodynamics of Seismic Reservoirs.* Proc. Symposium on Flow through Fractured Rock. German Society for Soil and Rock Mechanics, Stuttgart.
33. Suciu O. (1980) — *Măsurători geofizice pentru schema de amenajare a bazinului riului Streiaval.* Raport I.S.P.H., Bucureşti.
34. Terrassa M., Duffant P., Garnier J. C., Bollo M. F. (1966) — *Auscultation seismique du rocher de fondation du barrage de Roujanel.* 1er Congrés International de Mécanique des Roches, Lisbonne.
35. Wiegel R. L. (1970) — *Earthquake Engineering.* Prentice Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey.

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

6. INFLUENȚA LUCRĂRILOR SUBTERANE ASUPRA STABILITĂȚII CONSTRUCȚIILOR DE SUPRAFAȚĂ

D. Fotă

6.1. Generalități

Prin deschiderea, pregătirea și exploatarea în subteran a zăcămintelor de substanțe minerale solide, în scoarța terestră rămîn o serie de goluri ce stau la originea redistribuirii tensiunilor gravitaționale și care determină în punctele lor de concentrare depășiri ale rezistenței rocilor, urmate adeseori de deformarea și cedarea formațiunilor din tavanul și pereții lucrărilor miniere respective.

Mărimea și amploarea deformațiilor ce se produc în jurul golurilor subterane sînt determinate de influențele convergente ale mai multor factori dintre care amintim:

— forma și poziția în spațiu a zăcămîntului;
— dimensiunile golurilor subterane;
— proprietățile fizico-mecanice ale rocilor acoperitoare și ale elementelor de rezistență;
— tectonica și microtectonica aceloraşi formațiuni;
— condițiile hidrogeologice;
— procedeul de realizare a excavațiilor;
— procedeul de susținere a golurilor;
— diferența de nivel dintre suprafață și excavațiile subterane.

Așa după cum s-a mai arătat în alte capitole, principalele categorii de solicitare-deformare a rocilor supuse acestui proces sînt de tipul comprimare-contracție, întindere-alungire, forfecare-alunecare și încovoiere.

La un anumit raport între dimensiunile golurilor și mărimea tensiunilor, procesul de solicitare-deformare duce, atunci cînd excavațiile rămîn nesusținute, la una din următoarele forme de cedare:

— încovoierea formațiunilor acoperitoare și lăsarea lor lină spre vatra excavațiilor (fig. 6.1);

— fisurarea, ruperea și surparea în interiorul golurilor a formațiunilor de roci situate deasupra și în pereții acestora (fig. 6.2).

Fiind vorba de o deranjare a structurii scoarței terestre, aceste deformații, caracterizate prin ruperea și deplasarea „din loc" a rocilor se mai numesc și *dislocări*. Raportate la suprafața scoarței terestre, deformațiile rocilor situate deasupra excavațiilor subterane pot fi deformații sau dislocări „parțiale" sau „totale".

Dislocările parțiale se extind pe verticală numai pe o anumită grosime din pachetul de roci situate deasupra golurilor, iar în plan se limitează numai la suprafața spațiului excavat (fig. 6.3). Dislocările totale sînt reprezentate

Fig. 6.1. Reprezentarea schematică a modului în care se produce încovoierea formațiunilor acoperitoare și lăsarea lor lină spre vatra excavațiilor.

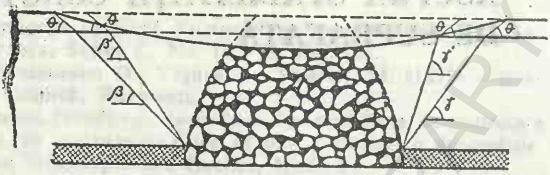


Fig. 6.2. Reprezentarea schematică a surpării rocilor în interiorul excavațiilor.

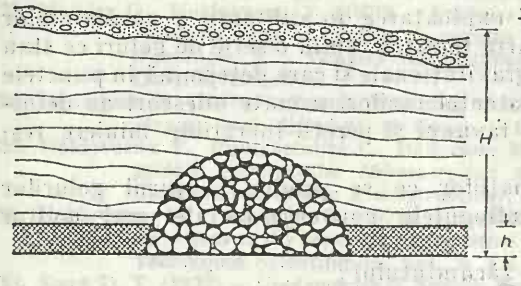


Fig. 6.3. Reprezentarea schematică a unei dislocări parțiale.

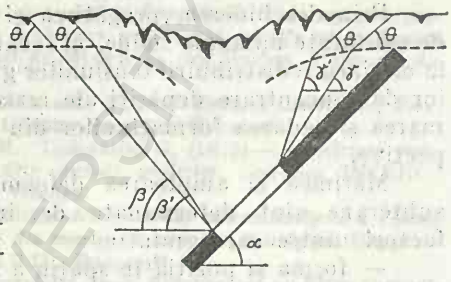


Fig. 6.4. Reprezentarea schematică a unei dislocări totale la exploatarea unui zăcămînt de cărbune.

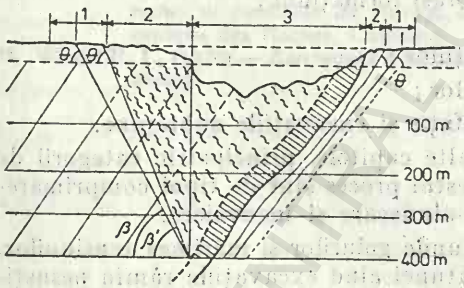


Fig. 6.5. Reprezentarea schematică a unei dislocări totale, în exploatarea unui zăcămînt de minereuri:

de surpările în masă ale rocilor acoperitoare, ce se transmit pînă la suprafața scoarței terestre și depășesc ca întindere suprafața spațiilor excavate în subteran (fig. 6.4 și 6.5).

Cunoașterea elementelor cantitative ale procesului de dislocare prezintă interes pentru geologia inginerească în următoarele scopuri:

— stabilirea zonelor de influență la suprafață a dislocărilor din subteran;

— dimensionarea pilierilor de protecție necesari pentru păstrarea funcționalității la suprafață a construcțiilor, căilor de comunicație și a cursurilor de apă.

Perimetrele de pe suprafața scoarței terestre deformate ca urmare a surpării rocilor situate în acoperișul excavațiilor subterane se numesc *albii de scufundare*. În funcție de mecanismul de transmitere a deformațiilor și de

aspectul pe care acestea îl capătă se disting trei moduri de formare a albiilor de scufundare : 1) tasări line delimitate de zone de încovoiere ; 2) scufundări delimitate de zone de fisurare și de încovoiere a suprafeței; 3)—prăbușiri și pîlnii de surpare.

1. Albiile de scufundare caracterizate prin încovoierea și tasarea lină a rocilor de la suprafață, fără ca acestea să fie afectate de fisurare, sînt caracteristice exploatării zăcămintelor de cărbune, de caolin, de argilă refractară, de nisip și mai puțin de minereuri. Ele iau naștere în următoarele situații:

— exploatarea fără rambleiere a zăcămintelor cu grosime mică, situate aproape de suprafață și acoperite de roci caracterizate prin deformații plastice sau visco-plastice ;

— exploatarea cu rambleiere a unor zăcăminte de grosime medie și mare, situate la adîncimi de ordinul zecilor de metri, avînd în acoperișul direct roci ce se încovoaie și se așază lin peste rocile aflate în culcușul părților exploatate din zăcămînt ;

— exploatarea cu surpare a unor zăcăminte de grosime medie sau mare, situate la adîncimi mai mari decît adîncimea de surpare.

Extinderea la suprafață a unei astfel de albii de scufundare este în general mai mare decît suprafața excavației sau excavațiilor din subteran care o generează. Coborîrea lină pe verticală a suprafeței se desfășoară în timp și variază de la centimetri la metri în funcție de grosimea zăcămîntului și de gradul de umplere cu rambleu a golurilor rezultate din exploatare.

Cînd zăcămîntul este orizontal sau are o înclinare mică, iar exploatarea se face fără rambleiere, adîncimea albiei de scufundare poate ajunge la valori cuprinse între 25 și 75% din grosimea zăcămîntului. Dacă se utilizează rambleu, aceasta se reduce la 10 pînă la 15% în cazul rambleierii hidraulice și la 15 pînă la 50% în cazul rambleierii manuale.

Dacă în astfel de perimetre este planificată amenajarea unor construcții inginerești, este bine să se știe că zonele cele mai periculoase sînt zonele de încovoiere ce mărginesc albiile de scufundare.

2. Albiile de scufundare delimitate prin zone de fisurare și încovoiere sînt caracteristice exploatării prin surpare a zăcămintelor situate la o adîncime mai mică decît adîncimea de surpare, iar rocile din acoperiș sînt roci friabile sau cu proprietăți elastice.

Extinderea la suprafață a albiei de scufundare este cu mult mai mare decît proiecția pe orizontală a zăcămîntului exploatat (fig. 6.4).

Procesul de fisurare, rupere și dislocare în masă a rocilor situate deasupra excavațiilor subterane rămase în urma exploatării începe întotdeauna cu o prăbușire limitată a rocilor din acoperișul direct și continuă în timp cu dislocarea tuturor rocilor acoperitoare pînă la suprafață.

Fisurile (crăpăturile) de rupere apar pe suprafața scoarței terestre ca urmare a deformațiilor de alungire a rocilor de bază solicitate la întindere. Mărimea lor poate fi atenuată de depozitele aluviale situate deasupra rocilor de bază. Cu cît este mai mare grosimea aluviunilor ce preiau deformațiile de întindere cu atît crește și atenuarea deformațiilor și ca atare la suprafață apar mai puține fisuri.

Fisurile de la suprafață apar și ca urmare a încovoierii rocilor la limitele albiei de scufundare. Prin încovoierea pachetelor de aluviuni, la partea superioară se dezvoltă tensiuni de întindere ce produc fisurarea.

Diferența dintre cele două tipuri de fisuri constă în aceea că primele au o deschidere aproximativ egală pe întreaga adîncime și au poziția apropiată de verticală, în timp ce fisurile de încovoiere au o deschidere care se reduce de la suprafață spre contactul aluviunilor cu rocile de bază.

Fisurile de rupere apar de regulă la deformații de întindere (alungire) $\varepsilon \geqslant 6 \cdot 10^{-3}$, adică la 6 mm/m.

După M. Stamatiu (1962) procesul de tasare-scufundare a suprafeței trece prin următoarele trei faze :

I. Faza de început a scufundării, caracterizată printr-o denivelare relativ redusă (ce poate ajunge pînă la cîteva zeci de centimetri) și avînd o durată de 1 la 3 luni.

II. Faza activă a scufundării, corespunzătoare unei durate de exploatare de mai mulți ani. Este faza cea mai periculoasă, denivelările suprafeței la exploatarea zăcămintelor de cărbune depășind 50 mm/lună în cazul adîncimilor mai mici de 300 m și pînă la 50 mm/lună pentru adîncimi mai mari de 300 m.

III. Faza finală sau de stingere a scufundării, caracteristică perioadei de încetare a denivelărilor suprafeței, avînd o durată care se poate întinde de la mai multe luni la unu și chiar doi ani.

3. Prăbușirea suprafeței și formarea pîlniilor de surpare, sînt caracteristice exploatării prin metode cu surpare a unor zăcăminte de minereuri (fig.6.6). Spre deosebire de celelalte două tipuri de formare a albiilor de scufundare comentate mai sus, prăbușirile și pîlniile de surpare se produc de regulă brusc fără indicii anterioare de avertizare. Așa de exemplu prăbușirea în anul 1940 a masivului de sare Coștiui din Carpații nordici a înghițit în cîteva minute o parte din clădirile liceului din localitate. În cariera de sulf de la Negoiul românesc, prin prăbușirea tavanului unui gol de dizolvare a sulfului, un excavator și-a schimbat cota de staționare cu cîțiva metri.

După M. A. Kuznețov și colaboratorii (1971), la stabilirea cazurilor posibile de producere a prăbușirilor, trebuie să se distingă următoarele condiții :

a. Exploatarea unui zăcămînt stratiform sau lenticular care aflorează sub aluviuni și are dimensiuni mari pe direcție și înclinare.

b. Exploatarea unui zăcămînt orb, izolat, de formă regulată, fără strangulări.

c. Exploatarea unor corpuri de minereu apropiate și a corpurilor de minereu despărțite prin strangulări și porțiuni lipsite de mineralizație metaliferă sau situate într-un masiv intens dizlocat, sub acțiunea deranjamentelor disjunctive.

d. Exploatarea corpurilor de minerale situate în roci nisipoase-argiloase cu infiltrații de apă.

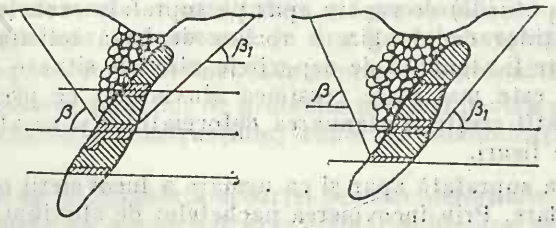


Fig. 6.6. Schema formării pîlniilor de surpare.

Prin exploatarea orizontului superior al zăcămintelor cantonate sub aluviuni, surparea rocilor din acoperiș determină în toate cazurile formarea la suprafață a pîlniilor de surpare.

La exploatarea zăcămintelor oarbe, s-a demonstrat că în anumite condiții este posibil să nu se producă deranjarea suprafeței (Kuzneţov și alții, 1971). Una din aceste condiții, ar fi tăria rocilor. Bolta de echilibru nu apare în nici un caz la rocile avînd o rezistență la compresiune mai mică de 500 kgf/cm². Acolo unde rocile acoperitoare au o tărie mare ($f > 5$), problema trebuie bine analizată, aceeași autori constatînd că la roci cu $f = 8-12$, acoperișul principal al excavațiilor subterane nu se surpă chiar în cazul unor infiltrații. De asemenea, deformarea suprafeței este legată și de raportul dintre grosimea de exploatare (m) și adîncimea zăcămîntului exploatat (H). Pînă la o anumită valoare a acestui raport spațiul excavat se rambleiază prin afînarea rocilor surpate. De exemplu, la exploatările din bazinul Krivoi Rog (URSS) surparea nu s-a transmis la suprafață la valori ale raportului $H/m \geqslant 6$. Formațiunile situate deasupra zăcămîntului erau alcătuite dintr-un complex de șisturi corneene cu $f = 5 - 10$ și un coeficient mediu de afînare egal cu 1,165.

Prăbușirea suprafeței este evitată și în cazurile în care între dimensiunea x a spațiului excavat și diferența de nivel dintre zăcămîntul orb și suprafață (sau aluviuni) există o anumită corelație. După datele obținute în același bazin (fig. 6.7) majoritatea prăbușirilor suprafeței au loc la un raport $H/x \leqslant 1$, dar se cunosc și exemple care se abat de la această regulă. Din acest motiv în URSS raportul se ia ceva mai mare decît unitatea și anume $H/x \geqslant 2{,}5$ (x fiind egal cu dimensiunea cea mai mică dintre lungimea zăcămîntului pe direcție și lungimea pe înclinare dacă zăcămîntul este extins pe direcție).

În urma prelucrării statistice a rezultatelor obținute prin exploatarea a 165 zăcăminte de minereu, M. A. Kuznețov, și alții (1977) au ajuns la concluzia că pentru menținerea stării de echilibru a suprafeței la exploatarea unor zăcăminte care nu aflorează, au o grosime medie și mare și o înclinare de maxim 60°, trebuie îndeplinită condiția

$$H' > Kl_{echiv}. \qquad (6.1)$$

în care H' este diferența de nivel dintre tavanul spațiului excavat și contactul dintre rocile de bază și aluviunile de la suprafață; K — coeficient de acoperire care ia în considerare tăria rocilor după Protodiakonov; l_{echiv} — mărimea deschiderii echivalente, care se calculează cu ajutorul relației lui Slesarev:

$$l_{echiv.} = \frac{L_D \cdot L'}{\sqrt{L_D^2 + L'^2}} \qquad (6.2)$$

cu L_D fiind notată lungimea zăcămîntului pe direcție, iar cu L' proiecția pe orizontală într-o secțiune transversală a aceluiași zăcămînt (fig. 6.8).

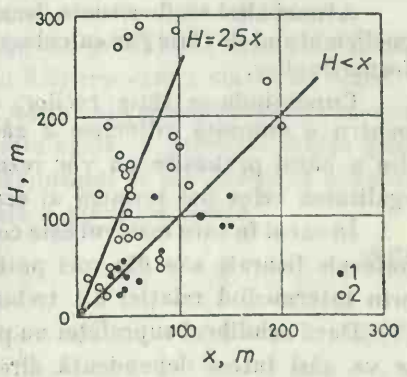


Fig. 6.7. Dependența surpării suprafeței de mărimea raportului H/x în bazinul minier Krivoi Rog din U.R.S.S. (după Kuznețov și alții, 1971).

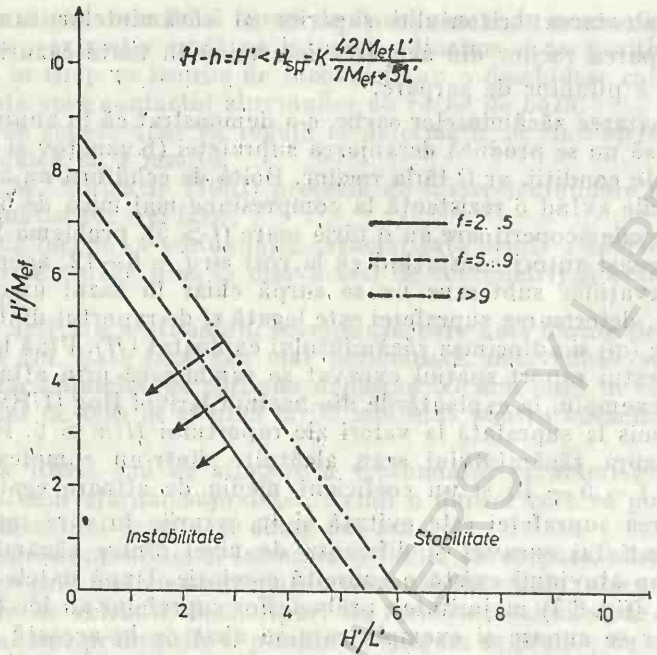


Fig. 6.8. Grafic pentru determinarea posibilităţilor de prăbuşire a suprafeţei.

Mărimea coeficientului de acoperire K variază în funcţie de coeficientul de tărie f, după cum urmează :

f	4	5	6	7	8	9	10	12	14	16	18	20
K	9	6,8	5,5	4,4	3,7	3,2	2,8	2,2	1,8	1,5	1,1	0,9

Atunci cînd rocile situate deasupra zăcămîntului au tării diferite, valoarea coeficientului de tărie f se calculează ca medie ponderată în funcţie de grosimea formaţiunilor.

Cunoscîndu-se tăria rocilor, cu ajutorul relaţiei 6.1 se pot determina pentru o anumită adîncime a zăcămîntului dimensiunile spaţiului excavat din a cărui prăbuşire nu vor rezulta deformaţii la suprafaţă, ştiut fiind că egalitatea celor doi termeni ai ecuaţiei reprezintă limita stării de echilibru.

În cazul în care masivul este constituit din strate subţiri, roci nestratificate puternic fisurate sau din roci puternic şistificate, adîncimea limită calculată prin intermediul relaţiei 6.1 trebuie să fie dublată.

Dacă echilibrul suprafeţei nu poate fi totuşi menţinut, deformaţia acesteia se va găsi într-o dependenţă directă de gradul de umplere K_u a spaţiului excavat, definit ca raportul dintre V_1 — volumul rocilor situate deasupra zăcămîntului care se extrage şi V_2 — volumul excavaţiei. Experimental s-a stabilit că nu se produce mişcarea si deformarea suprafeţei în cazul rocilor

făcînd parte din categoriile III—V de fisurare (vezi tabelul 2.1) dacă sînt realizate următoarele grade de umplere :

$K_u > 6$ pentru roci cu $f \leqslant 5$;
$K_u > 4$ pentru roci cu $5 < f \leqslant 10$;
$K_u > 3$ pentru roci cu $10 < f \leqslant 14—15$

Pentru rocile din categoriile I și II de fisurare, pîlniile de surpare nu se formează pentru $K_u > 6$, indiferent de tăria rocilor.

Avînd în vedere că zona de surpare deasupra spațiului excavat are aproximativ forma unei bolte parabolice, la calculul volumului V_1 se utilizează relațiile

$$V_1 = \frac{3{,}14}{8} H \cdot A \tag{6.3}$$

(în care A este suprafața spațiului excavat) și

$$V_1 = \frac{2}{3} H \cdot A \tag{6.4}$$

atunci cînd una din dimensiunile în plan ale spațiului excavat este de 2—3 ori mai mare decît cealaltă.

P. B. Attewell și I. W. Farmer (1979) consideră că înălțimea de surpare a rocilor acoperitoare este egală cu

$$H = m\left(\frac{\gamma_a}{\gamma - \gamma_a}\right) \tag{6.5}$$

în care m este grosimea zăcămîntului orizontal sau înălțimea golului excavat ; γ — greutatea volumetrică a rocilor în masiv ; γ_a — greutatea volumetrică a rocilor afînate după surparea lor în golul excavat.

Domeniul de variație a acestei înălțimi este cuprins între 4 m și 8 m, adică foarte apropiat de ceea ce au obținut și cercetătorii sovietici.

Netransmiterea deformațiilor la suprafață sau producerea unor deformații mai mici decît cele critice (vezi subcapitolul 6.2) reprezintă starea de stabilitate absolută a suprafeței scoarței terestre. Adîncimea corespunzătoare acestei stări se numește *adîncimea de siguranță* și este egală cu produsul dintre grosimea totală sau parțială exploatată a zăcămîntului și un coeficient a cărui valoare asigură autorambleierea prin surpare a golurilor, adică

$$H_s = m \cdot K_s \tag{6.6}$$

în care :

$$K_s = \frac{K_{inf}}{K_{inf} - 1} \tag{6.7}$$

K_{inf} fiind coeficientul de înfoiere a rocilor după desprinderea din masiv și surparea lor în golul excavat. Avînd în vedere tasarea gravitațională a rocilor, în calcule se utilizează valoarea coeficientului final de înfoiere. După

M. I. Agoşkov (1952), în cazul zăcămintelor de cărbune acest coeficient are valori foarte reduse (1,002—1,01) de unde rezultă un $K_s = 501...101$.

Pentru minereuri acelaşi autor recomandă:

— în cazul metodelor de exploatare cu surpare $K_s \geqslant 200$;

— în cazul metodelor de exploatare cu rambleiere uscată $K_s \geqslant 90$;

— în cazul metodelor de exploatare cu rambleiere hidraulică, $K_s \geqslant 30$.

L. D. Seviakov detaliază valorile acestui coeficient pentru zăcămintele de cărbune şi anume;

— pentru construcţii civile:

$K_s = 50...350$ pentru zăcăminte cu $\alpha < 45°$
$K_s = 50...450$ pentru zăcăminte cu $\alpha > 45°$

— pentru alte construcţii:

$K_s = 100...400$ pentru zăcăminte cu $\alpha < 45°$
$K_s = 100...500$ pentru zăcăminte cu $\alpha > 45°$

Experienţa exploatării cu surpare a zăcămintelor de cărbune a stabilit că nu există o adîncime limită la atingerea căreia suprafaţa scoarţei terestre să nu se mai deformeze. În cazul zăcămintelor de minereuri cu grosime mare şi relativ apropiate de suprafaţă, exploatate prin surpare, nu se obişnuieşte utilizarea adîncimii de siguranţă la protecţia suprafeţei.

Pentru zăcămintele de minereuri oarbe şi izolate M. A. Kuzneţov şi alţii (1971) au stabilit următoarea condiţie la îndeplinirea căreia suprafaţa scoarţei terestre nu este supusă la deformaţii mai mari decît cele critice:

$$H > H_s = K_t \frac{300 M_{ef} L'}{L' + 74 M_{ef}} \qquad (6.8)$$

în care H este diferenţa de nivel dintre suprafaţă şi limita superioară a corpului de minereu, H_s — adîncimea de siguranţă rezultată din calcul şi care reprezintă înălţimea pachetului de roci acoperitoare deasupra căreia scoarţa terestră nu mai este supusă la deformaţii critice; L' — proiecţia pe orizontală a corpului de minereu (v. fig. 6.9); K_t — coeficient care ţine seama de tăria rocilor şi anume:

f	2...5	5...9	peste 9
K_t	1,0	0,9	0,8

M_{ef} — grosimea efectivă a corpului de minereu egală cu:

$$M_{ef} = m(1 - K_r + K_r K_{tr}) \qquad (6.9)$$

K_r — coeficientul de rambleiere a spaţiului excavat, egal cu raportul dintre volumul golurilor rambleiate şi volumul total al spaţiului excavat; K_{tr} — coeficientul de tasare a rambleului, obţinut ca raport între înălţimea finală a rambleului şi cea iniţială.

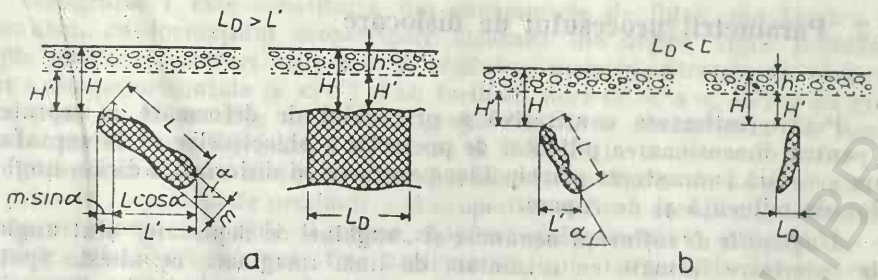


Fig. 6.9. Parametrii geometrici care condiționează stabilitatea rocilor:
a — corpuri de minereu cu dimensiuni mari pe direcție; *b* — corpuri de minereu cu dimensiuni mici pe direcție.

Dacă unghiul de înclinare și grosimea sînt constante, L' poate fi substituit prin mărimea $L\cos\alpha + m\sin\alpha$, iar cînd $L' > L_D$, atunci L' se ia egală cu $\frac{L_D + L'}{2}$. În cazul zăcămintelor verticale cu grosime constantă, $L' = m$.

Prăbușirea suprafeței și formarea pîlniilor de surpare este influențată și de dimensiunile corpurilor de minereu. Generalizarea rezultatelor obținute la exploatarea unui număr mare de zăcăminte oarbe de minereu cantonate în formațiuni de diferite tării (mai puțin în roci moi nisipoase și argiloase cu infiltrații de apă) au permis aceloraşi autori să stabilească o relație prin intermediul căreia se poate calcula diferența de nivel ce trebuie să existe între zăcămînt și rocile detritice sau alterate depuse la suprafață, pentru a se produce prăbușirea:

$$H' = H - h \leqslant H_{sp} = K_1 \frac{42\, M_{ef} L'}{7\, M_{ef} + 5L'} \qquad (6.10)$$

în care H' este grosimea rocilor de bază (fig. 6.9); h — grosimea aluviunilor sau a rocilor alterate; H — adîncimea pînă la zăcămînt; H_{sp} adîncimea de siguranță pentru prevenirea prăbușirilor de suprafață.

Din analiza celor două relații elaborate de M. A. Kuzneţov și colaboratorii, pentru asigurarea stabilității suprafeței este suficientă îndeplinirea următoarei condiții:

$H_s > 4{,}05\, L'$ pentru roci cu $f = 2 \ldots 5$

$H_s > 3{,}65\, L'$ pentru roci cu $f = 5 \ldots 9$

$H_s > 3{,}24\, L'$ pentru roci cu $f > 9$

$H_{sp} > 6{,}00\, L'$ pentru roci cu $f = 2 \ldots 5$

$H_{sp} > 5{,}40\, L'$ pentru roci cu $f = 5 \ldots 9$

$H_{sp} > 4{,}80\, L'$ pentru roci cu $f > 9$

În cazul exploatării zăcămintelor ale căror condiții geologice favorizează prăbușirea, neîndeplinirea acestei condiții nu duce inevitabil la prăbușire, întrucît pentru producerea acesteia mai este necesară și o a doua condiție legată de grosimea efectivă a zăcămîntului (vezi fig. 6.8).

6.2. Parametrii procesului de dislocare

Pentru estimarea cantitativă a procesului de deformare a suprafeței și pentru dimensionarea pilierilor de protecție a obiectivelor de la suprafață, este necesară cunoașterea principalilor parametri ai dislocării, adică a unghiurilor de influență și de rupere.

Unghiurile de influență denumite și „unghiuri de deplasare" sînt unghiurile exterioare formate cu orizontala de linia imaginară ce unește spațiul excavat cu punctul de pe suprafața unde începe zona de încovoiere (fig. 6.2, 6.4). În exteriorul conturului zonei de influență, deformațiile nu vor putea depăși valoarea limită de 4 mm/m pentru înclinarea albiei de scufundare, de 0,2 mm/m pentru curbură și de 2 mm/m pentru alungiri.

Unghiurile de rupere sau de surpare sînt unghiurile exterioare pe care le formează cu orizontala linia imaginară care unește spațiul excavat cu limitele zonelor de fisurație de pe suprafața scoarței terestre (v. fig. 6.4).

După cum se vede și din fig. 6.4 și 6.5, valorile unghiurilor de pe conturul zonei de influență nu sînt egale. Pentru diferențiere, ele se notează astfel: pe înclinare la limita inferioară a excavației în acoperiș — β și în culcuș — β_1; la limita superioară a excavației — γ; pe direcție la limita inferioară a excavației — δ.

În aluviuni, unghiul de deplasare se consideră identic în toate direcțiile și se notează cu θ.

Valorile unghiurilor de rupere sînt în general mai mari decît cele de influență și pentru diferențiere se notează cu β', β_1', γ' și δ'. Excepție fac unele roci moi care prin exploatarea zăcămintelor se taseaza lin la suprafață, cît și rocile tari care la exploatarea prin surpare a unor zăcăminte situate aproape de suprafață se prăbușesc formînd pîlnii de surpare.

Mărimile acestor unghiuri depind de proprietățile de rezistență ale rocilor, de stratificația, șistozitatea și fisurația formațiunilor de roci acoperitoare, de accidentele tectonice, de adîncimea de exploatare, de înclinarea zăcămîntului și de dimensiunile orizontale ale zonei de surpare. De regulă, valorile acestor unghiuri se stabilesc prin măsurători instrumentale executate în teren, dar în lipsa acestei posibilități se pot stabili și prin analogie cu zăcăminte similare din țară sau străinătate.

Experiența obținută la exploatarea zăcămintelor de cărbuni din țară a fost sintetizată în instrucțiunile ministerului de resort, elaborate în anul 1971 pentru delimitarea și evidența pilierilor de siguranță pentru protecția suprafeței și lucrărilor miniere în bazinele carbonifere. În acest scop zăcămintele de cărbune din România au fost împărțite în trei grupe, fiecare din acestea fiind divizate în alte două subgrupe, în funcție de caracteristicile de detaliu.

Grupa A cuprinde zăcămintele de cărbune cantonate în formațiuni terțiare alcătuite din marne și argile compacte sau marne și argile nisipoase, nisipuri fine. Formațiunile preponderente sînt cele nisipoase, majoritatea orizonturilor nisipoase fiind acvifere. Rezistența medie la compresiune a rocilor este cuprinsă între 5 și 60 kgf/cm^2.

Subgrupa 1 este constituită din zăcămintele de lignit din Dacian și Levantin, cu formațiuni acoperitoare alcătuite din argilă, argile prăfoase, argile nisipoase, prafuri nisipoase și argiloase, nisipuri. Stratele de cărbuni sînt aproape orizontale ($\alpha < 5°$) și cu înclinări mici ($5° < \alpha < 15°$) și au grosimi pînă la 15 m. Din această subgrupă fac parte zăcămintele de lignit din bazinele Olteț, Rovinari, Jilț, Motru și Mehedinți.

Subgrupa 2 este alcătuită din zăcămintele de lignit de aceeași vîrstă cu primele, formațiunile productive și acoperitoare fiind constituite din argile și marne compacte, argile și marne nisipoase slab cimentate, nisipuri fine și grosiere, pietrișuri, nisipuri fine argiloase cu apă (borchișuri). Între aceste formațiuni, preponderente sînt nisipurile și rocile nisipoase. Stratele de cărbuni au grosimi mici și medii (0,5—4 m) cu înclinări pînă la 20° și uneori și pînă la 50°.

În această subgrupă intră zăcămintele de la Doicești, Filipești, Ceptura, Ojasca și parțial Căpeni.

Grupa B include zăcămintele de cărbuni cantonate în formațiuni terțiare, constituite din roci compacte argiloase și marnoase, sau din roci argilo-marnoase și nisipuri. Rezistența medie la compresiune este cuprinsă între 30 și 200 kgf/cm².

Subgrupa 1 se referă la zăcămintele de lignit de vîrstă neogenă (Pontian) cantonate într-un complex productiv format din marne compacte, argile, nisipuri argiloase, nisipuri și nisipuri acvifere. Stratele de cărbune au o grosime mică (pînă la 1,5 m) și medie (2,5 m), înclinări mici (pînă la 10°), cu cîteva excepții ce ajung pînă la 30°. Stratele acoperitoare au aceeași vîrstă cu cele productive și parțial sînt acoperite de aluviuni și argile loesoide. Din această grupă fac parte zăcămintele de la Cîmpulung și Căpeni.

Subgrupa 2 se referă la zăcămintele de cărbuni de vîrstă pliocenă. Complexul productiv și formațiunile acoperitoare sînt constituite dintr-o alternanță de marne și argile compacte rezistente și gresii de tărie medie. Stratele de cărbuni au grosimi mici și medii (0,4—4 m) și înclinări cuprinse între 10 și 70°. Din această subgrupă fac parte zăcămintele Comănești și Țebea.

Grupa C este alcătuită din zăcăminte de vîrstă paleozoică și mezozoică. Formațiunile productive și acoperitoare sînt alcătuite din roci tari și semitari cu rezistența la compresiune cuprinsă între 160 și 600 kgf/cm².

Subgrupa 1 cuprinde zăcămintele de cărbuni de vîrstă oligocenă. Complexul productiv este alcătuit din marne și argile rezistente, gresii și marne grezoase compacte. Stratele de cărbuni au grosimi mici, medii și mari (0,5—40 m) și înclinări cuprinse între 5° și 80°. Formațiunile acoperitoare sînt alcătuite din marne, și argile compacte, marne grezoase și gresii bine cimentate. Din această subgrupă fac parte zăcămintele din Valea Jiului, de la Șorecani și Surduc.

Subgrupa 2 cuprinde zăcămintele de cărbuni din Liasic și din Carbonifer. Complexul productiv este constituit din gresii dure cu strate de cărbuni de grosime mică și medie (0,3—3,5 m) și înclinări medii, mari și foarte mari (40°—60°). Stratele acoperitoare sînt formate din gresii dure silicioase și micacee, conglomerate, șisturi bituminoase, marne, calcare și porfire. Caracteristice pentru această subgrupă sînt zăcămintele de la Anina, Cozla, Codlea, Secu și Baia nouă.

Mărimile medii ale unghiurilor de influență obținute prin exploatarea zăcămintelor de cărbuni din grupele *A*, *B* și *C* se prezintă în tabelul 6.1. Pentru aluviuni unghiul de influență θ este cuprins între 30° și 45°, în timp ce pentru șisturile bituminoase $\beta = \gamma = 55°$, iar pentru calcare $\beta = \gamma = 65°$.

Tabelul 6.1

Grupa	Subgrupa	Unghi de influență	Înclinarea stratului α																		
			0°	5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°	50°	55°	60°	65°	70°	75°	80°	85°	90°
A	1	β	55°																		
		γ	55°																		
		δ	55°																		
	2	β	65°				63°	61°	58°	56°	53°	51°	48°	45°							
		γ	65°																		
		δ	65°																		
B	1	β	70°			67°	64°	61°	58°	55°											
		γ	70°																		
		δ	70°																		
	2	β	75°		73°	70°	68°	63°	58°	56°	52°	49°	45°	42°	38°	35°					
		γ	73°													80°					
		δ	75°																		
C	1	β	73°		70°	65°	62°	58°	54°	50°	46°	42°	38°	34°		30°					
		γ	75°												80°						
		δ	75°																		
	2	β	80°		75°	70°	65°	60°	55°	50°	45°	40°	35°			30°					
		γ	75°												80°			85°			
		δ	75°															80°			

Unghiurile de rupere sînt de regulă cu 5—15° mai mari decît cele de influență, astfel încît rocile detritice consolidate precum și cele eruptive și metamorfice de tărie medie au un unghi de rupere în culcuș de 50—60°, la roci tari de 60—65° și pentru rocile foarte tari de 70°. Unghiurile de rupere din acoperiș sînt cu 15—20° mai mici decît cele din culcuș, în timp ce unghiurile de rupere pe direcție sînt cu 10—15° mai mari decît unghiurile de rupere ale rocilor din culcuș.

În domeniul zăcămintelor de minereuri, în România primele exploatări cu surpare datează de circa 30 de ani. Literatura de specialitate prezintă însă un bogat material de sinteză care poate fi extins prin analogie și la zăcămintele noastre.

Pentru sintetizarea rezultatelor unor îndelungate observații de teren, M. A. Kuzneţov și alții (1977) au împărțit zăcămintele de minereuri în două tipuri de structuri, cinci grupe de rezistență și 17 subgrupe de înclinare (fig. 6.10).

Prin tabelarea și prelucrarea statistică a datelor obținute prin măsurători instrumentale autorii citați au ajuns la următoarele corelații:

— pentru unghiurile de influență:

$$\delta = 55° + 1{,}5f \tag{6.11}$$

— pentru unghiurile de rupere:

$$\delta' = 60° + 1{,}5f \tag{6.12}$$

și din acestea,

$$\beta = \delta - (0{,}30 + 0{,}01f)\alpha \tag{6.13}$$

în care valorile lui α sînt de maxim 60° pentru $f < 5$ și de 65° pentru $f > 5$.

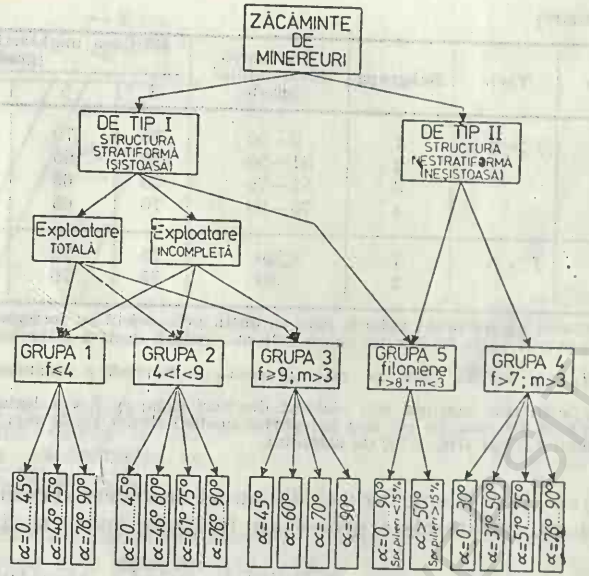


Fig. 6.10. Clasificarea zăcămintelor de minereuri (după M. A. Kuznețov, 1977).

Pe subgrupe, repartiția valorilor acestor unghiuri arată așa cum se prezintă în tabelul 6.2.

Mult timp influența spre culcuș a exploatării zăcămintelor cu înclinare mare și extindere pe direcție a fost o problemă care se consideră rezolvată prin adoptarea soluției $\beta_1 = \alpha$. Prelucrînd materialul faptic obținut în urma unor îndelungate observații în teren, specialiștii de la institutul VNIMI din

Tabelul 6.2. **Valorile unghiurilor de influență la exploatarea zăcămintelor de minereuri**

Tip	Grupa	Țăria	Subgrupa	Înclinarea zăcămîntului [grade]	Mărimea unghiurilor de influență (grade)			
					δ	β	γ	β_1
I	1	$f \leqslant 5$	1	0—45	δ_e	β_e	δ_e	—
			2	46—75	δ_e	β_e	—	45
			3	76—90	δ_e	δ_e+5	—	45
I	2	$f=5-8$	1	0—45	δ_e	β_e	δ_e	—
			2	46—60	δ_e	β_e	δ_e**	α***
			3	61—75	δ_e	β_e	—	60
			4	76—90	δ_e	β_e+5	—	β_e+5
I	3	$f < 8$	1	0—45	δ_e	β_e	δ_e	—
			2	46—60	δ_e	β_e	δ_e**	α***
			3	61—75	δ_e	β_e	—	α***
			4	76—90	δ_e	β_e+5*	—	β_e+5

BCUJIAŞI CENTRALA UNIVERSITY LIBRARY

Tabelul 6.2 (continuare)

Tip	Grupa	Tăria	Subgrupa	Înclinarea zăcământului [grade]	Mărimea unghiurilor de influență (grade)			
					δ	β	γ	β_1
II	4	$f > 8$	1	0—30	70	70	70	—
			2	31—50	70	65	65	—
			3	51—75	70	65	—	α***
			4	76—90	70	65	—	65
II	5	$f > 8$	1	$\leqslant 60$	75	70	70	75
			2	> 60	75	70	70	α...75

Notă: Cu indicele c s-au notat valorile care se obțin prin calcul cu formulele 6.5—6.6.
* În cazurile în care tăria rocilor din culcuș este mai redusă decît a celor din acoperiș atunci se adoptă $\beta = \beta c$.
** Pentru $H_1 < 15$ *m*, în care *m* este grosimea pe normală a zăcămîntului, se utilizează unghiul β_1.
*** În cazurile în care culcușul este alcătuit din roci slabe cu $f < 8$, linia de rupere formată sub un unghi $\beta_1 = \beta$ se situează pe cel mai îndepărtat contact dintre rocile tari și cele slabe, contact situat la cel mult 0,15 *H* (fig. 6.13) de zăcămînt.

Leningrad [11] au ajuns la concluzia că din punct de vedere al comportamentului rocilor din culcuș, zăcămintele groase cu înclinare mare se împart în cinci grupe.

Din prima grupă fac parte zăcămintele avînd o structură stratiformă conformă cu înclinarea acestora, roci în culcuș cu o tărie $f \leqslant 8$ și o înclinare $\alpha \leqslant 70°$. În cazul acestor zăcăminte, deformarea rocilor din culcuș se produce sub forma unor alunecări pe planurile de stratificație. La o adîncime de exploatare mică și medie ($H \leqslant 300 - 350$ m) grosimea *d* a pachetului de roci care se deplasează este direct proporțională cu adîncimea *H*, iar delimitarea zonei de influență la suprafață se poate determina cu ajutorul unghiului β_1 (fig. 6.11). În cazul adîncimilor mai mari ($H > 350$ m) această influență nu mai depinde de adîncime.

Pentru estimarea prin calcul a acestei influențe, cercetătorii de la VNIMI (1977) au propus relațiile:

— pentru $H \leqslant 350$ m

$$d_1 = H_1(\operatorname{ctg}\beta_1 - \operatorname{ctg}\alpha) \tag{6.14}$$

$$\beta_1 = 35° + 3{,}4f \text{ întotdeauna } \beta_1 \leqslant \alpha \tag{6.15}$$

$$\omega = \alpha - (45 - \varphi/2) \tag{6.16}$$

— pentru $H > 350$ m

$$d_2 = \frac{a_1 l + \sqrt{H}}{\sin\alpha} \tag{6.17}$$

în care: $a_1 = 1...0{,}8$ și $l = 30...\ 50$, pentru $f = 3...5$
— $a_1 = 0{,}7...0{,}5$ și $l = 60...100$, pentru $f = 6...8$

Grupa 2 include zăcămintele care au rocile din culcuș stratiforme, cu înclinare conformă și mai mare de 70°. Mărimea zonei de influență în culcuș este direct proporțională cu adîncimea, dislocarea rocilor din culcuș fiind posibilă la orice tărie a acestora. În aceste cazuri mărimea la suprafață a zonei de influență se calculează cu relația 6.14, în timp ce unghiul de influență se determină cu relația 6.15 în cazul rocilor cu $f < 8$ și se alege din tabelul 6.2 în cazul rocilor cu $f > 8$ (fig. 6.12).

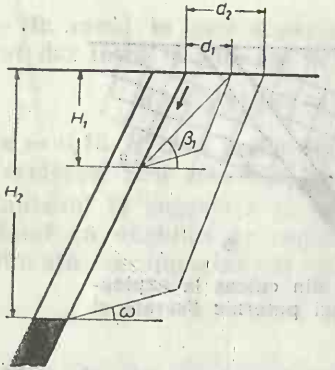


Fig. 6.11. Schema dislocării rocilor din culcuș la exploatarea zăcămintelor cu $\alpha \leqslant 70°$ și $f \leqslant 8$.

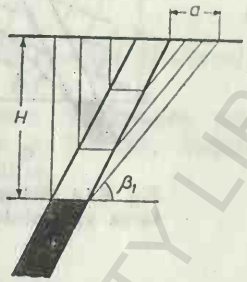


Fig. 6.12. Schema dislocării rocilor din culcuș la exploatarea zăcămintelor cu $\alpha > 70°$.

Grupa 3 este alcătuită din zăcămintele la care extinderea zonelor de deformații periculoase este determinată, atît la suprafață cît și în adîncime, de poziția suprafețelor de contact dintre formațiunile cu rezistență redusă din culcușul direct și formațiunile mai rezistente din masiv. Dacă excavațiile întîlnesc aceste suprafețe de minimă rezistență, odată cu adîncimea exploatării dimensiunile zonei de influență se măresc (fig. 6.13, *a*) și se calculează cu relația

$$d = H(\operatorname{ctg}\alpha_s - \operatorname{ctg}\alpha) \qquad (6.18)$$

în care α_s reprezintă înclinarea suprafețelor de discontinuitate din culcușul zăcămîntului.

În cazurile în care suprafețele de discontinuitate nu intersectează lucrările de excavație, dar intră în zona de influență a acestora (fig. 6.13, *b*) zona

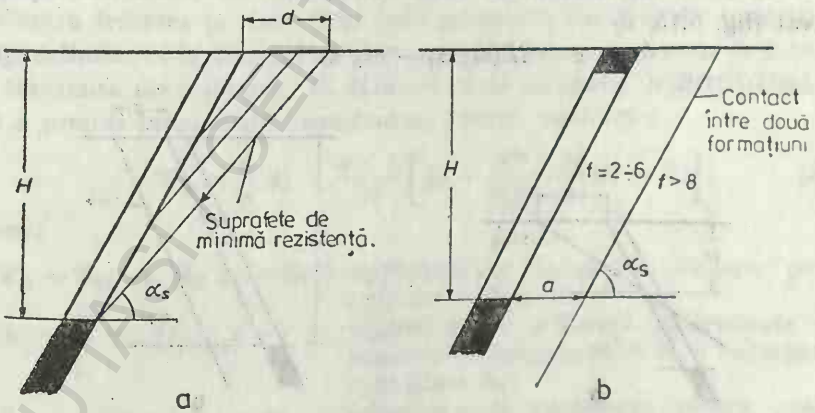


Fig. 6.13. Schema dislocării rocilor din culcuș la exploatarea zăcămintelor afectate de suprafața de minimă rezistență.

BCU TIMIȘOARA CENTRALA UNIVERSITY LIBRARY

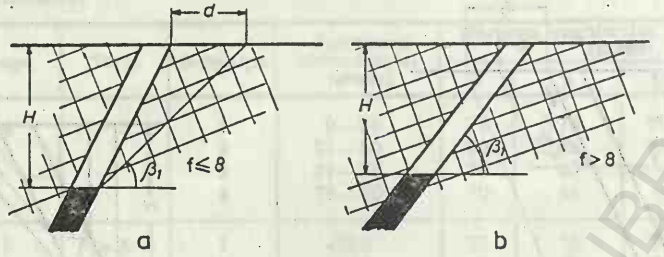


Fig. 6.14. Schema dislocării rocilor din culcuș la exploatarea zăcămintelor cantonate în roci puternic fisurate și alterate.

de deformații periculoase rămîne practic aceeași, indiferent de adîncime, și este egală sau mai mică decît 0,15 H. În ambele cazuri $\alpha > \alpha_* \geqslant (35° + 3{,}4f)$.

Grupa 4 cuprinde zăcămintele cantonate în formațiuni puternic fisurate și alterate. Dimensiunile zonei de influență sînt determinate în principal de tăria rocilor și de unghiul de înclinare a corpului de minereu (fig. 6.14).

Pentru rocile din culcuș cu tăria $f \leqslant 8$ (fig. 6.14, *a*),

$$\beta_1 = \alpha + (50° - \alpha)\left(\frac{8 - f_{culcus}}{6}\right). \qquad (6.19)$$

Atunci cînd rocile din culcuș au un coeficient de tărie $f > 8$, $\beta_1 = \alpha$ dar nu mai mare de 75° (fig. 6.14, *b*).

Din ultima grupă, fac parte zăcămintele care împreună cu formațiunile din culcuș sînt afectate de accidente tectonice majore (fig. 6.15) care cad spre golurile de excavare, intersectîndu-le sau intrînd în zona acestora de influență.

Dimensiunile zonei de influență de la suprafață se calculează pentru fiecare caz în parte, utilizînd formulele:

— în cazul intersectării de către deranjamentele tectonice a spațiului excavat (fig. 6.15, *a*)

$$d = H'(\operatorname{ctg}\alpha_t - \operatorname{ctg}\alpha) \qquad (6.20)$$

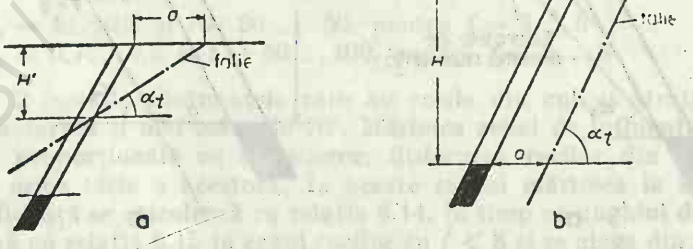


Fig. 6.15. Schema dislocării rocilor din culcuș la exploatarea zăcămintelor afectate de deranjamente tectonice.

— în cazul în care deranjamentele tectonice nu intersectează spațiul excavat dar intră în zona lui de influență (fig. 6.15, *b*)

$$d = H(\operatorname{ctg}\alpha_i - \operatorname{ctg}\alpha) + a \qquad (6.21)$$

unde $a = 0{,}15\ H$ cînd rocile din culcuș au $f < 5$ și $a = 0{,}1\ H$ atunci cînd tăria acelorași roci este $f > 5$.

Conturul la suprafață al prăbușirilor și pîlniilor de surpare, poate fi aproximat cu unghiuri de rupere $\beta = 85°$, $\beta_1 = \alpha$ și $\delta = 85°$, unghiurilor de influență corespunzîndu-le valori cu 5° mai reduse.

6.3. Metode de prognoză prin calcul a parametrilor de dislocare

În decursul timpului, problema dependenței unghiurilor de influență de adîncimea de exploatare nu a fost tratată cu suficientă atenție, motiv pentru care numeroase rezerve de substanțe minerale utile au fost imobilizate în pilieri de protecție supradimensionați sau la suprafața scoarței terestre au fost dezafectate perimetre mai mari decît era necesar. Ca urmare a intensificării extracției de substanțe minerale utile, după epuizarea unor zăcăminte situate aproape de suprafață s-a trecut la punerea în valoare și a acelora situate în adîncime. Atunci cînd exploatarea lor s-a făcut prin surpare, aceasta a însemnat și o experiență în ceea ce privește influența la suprafață a lucrărilor miniere.

Rezultatele observațiilor instrumentale efectuate la exploatarea prin surpare a unor zăcăminte adînci au demonstrat că influența exploatării acestora asupra suprafeței nu este constantă ci se reduce odată cu creșterea adîncimii.

Pentru trasarea pe baza unor date primare a pilierilor de protecție sau pentru delimitarea la suprafață a unor perimetre ce vor fi afectate de deformațiile transmise din subteran, G. Hrișcev de la institutul NIPRORUDA din Sofia a propus în anul 1972 următoarea funcție analitică :

$$\Psi_H = \frac{h_i}{H}\psi_i + \frac{H - h_i}{H}\left[\psi_i + \frac{90° - \psi_i}{2(H_b - h_i)}(H - h_i)\right] \qquad (6.22)$$

în care :

$\Psi_H = \beta_H, \gamma_H, \delta_H$ reprezintă unghiurile de influență calculate pentru adîncimea dată H ;

$\psi_i = \beta_i, \gamma_i, \delta_i$ — unghiurile de influență determinate prin măsurători instrumentale la o adîncime de exploatare h_i ;

H — adîncimea de exploatare pentru care se calculează unghiurile de influență Ψ_H și care variază în intervalul $h_i \leqslant H \leqslant H_b$;

BCU IAȘI / CENTRUL UNIVERSITY LIBRARY

$H_b = K_b \cdot m$ — adîncimea de siguranţă a exploatării căreia la suprafaţă îi corespund deformaţii minime care pentru contrucţiile de la suprafaţă nu prezintă pericol de subminare sau de funcţionare normală ;

K_b — coeficient de siguranţă determinat pe cale instrumentală. (Pentru zăcămintele de minereuri cu $f \geqslant 5$, coeficientul $K_b = 150$ iar pentru cele de cărbune variază în intervalul de la 100 la 500).

m — grosimea normală exploatabilă a zăcămîntului.

h_i — adîncimea lucrărilor de exploatare (totală) pentru care s-au determinat prin măsurători, unghiurile de influenţă Ψ_i. Pentru zăcămintele de minereuri avînd coeficientul de tărie $f \geqslant 5$, $h_i = 100 \ldots 200$ m.

În cazul zăcămintelor care au o înclinare mai mare decît unghiul de influenţă spre culcuş γ_i, odată cu creşterea adîncimii, γ_H nu poate atinge decît valoarea unghiului α şi se calculează cu relaţia

$$\beta_H = \frac{h_i}{H}\beta_i + \frac{H - h_i}{H}\left[\beta_i + \frac{\alpha - \beta_i}{2(H_b - h_i)}H - h_i\right]. \qquad (6.23)$$

Dacă $H = h_i$, atunci unghiurile de influenţă vor fi :

$$\Psi = \psi_i.$$

Dacă $H = H_b$ şi $h_i \to 0$, atunci unghiul de influenţă se calculează cu relaţia

$$\Psi_H = 45° + \frac{\psi_i}{2},$$

caz în care unghiul de influenţă ψ_i are valori foarte apropiate de unghiul de frecare internă.

E. Hoek de la Royal School of Mines din Londra (1974) consideră că procesul de deformare a rocilor situate în acoperişul zăcămintelor înclinate urmează succesiunea de faze prezentată în fig. 6.16. Exploatarea în subteran a zăcămîntului prin surparea formaţiunilor din acoperiş, poate începe fie din afloriment fie sub talpa unei cariere iniţiale. În ambele cazuri, comportamentul la solicitări şi deformare a rocilor înconjurătoare sînt asemănătoare. Autorul presupune că deformarea şi alunecarea spre excavaţie a rocilor din culcuş este favorizată de suprafeţele de minimă rezistenţă constituite din contactele dintre formaţiuni, sisteme de fisuraţie, stratificaţii, şistozitate etc. În acoperiş ia în considerare discontinuităţile care cad spre zăcămînt, ceea ce face ca suprafeţele de rupere să-şi găsească liber drumul de cea mai mică rezistenţă prin masivul de roci.

Procesul de rupere şi surpare a rocilor din acoperiş către golul excavaţiei începe prin formarea unei suprafeţe abrupte (fig. 6.16, *c*) urmată de apariţia fisurilor verticale şi a suprafeţelor înclinate de dislocare (fig. 6.16, *d*).

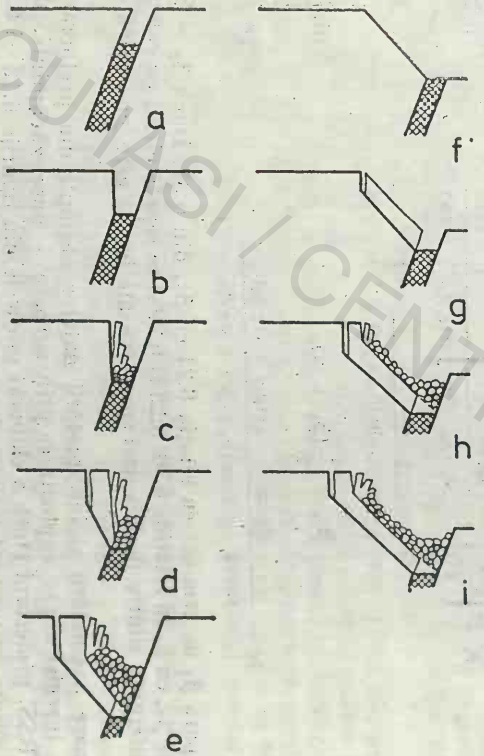


Fig. 6.16. Fazele ruperii și surpării progresive a rocilor pe măsura creșterii adîncimii de exploatare:

a ... *c* — pentru exploatarea începută din afloriment; *f* ... *i* — pentru exploatare începută din talpa unei cariere (după Hoek, 1974).

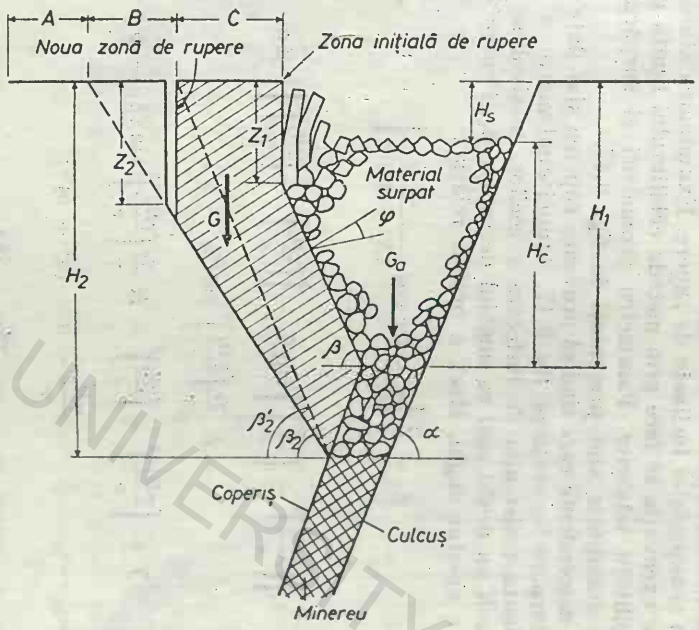


Fig. 6.17. Schema procesului de dislocare (după Hoek, 1974).

BCU IAȘI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Prezența în excavație a rocilor dislocate exercită o mare influență asupra configurației și suprafeței înclinate de rupere. Examinarea stabilității rocilor ce mărginesc excavația se face prin metoda echilibrului limită utilizată și la analiza stabilității taluzelor. Parametrii geometrici ai surpării utilizați în analizele de stabilitate sînt prezentați în fig. 6.17.

Forțele descendente care tind să provoace ruperea sînt date de greutatea prismei de surpare haşurată pe fig. 6.17. Atunci cînd mărimea acestor forțe depășește limita rezistenței de forfecare a rocilor, masivul se fracționează rupîndu-se sub un unghi egal cu unghiul de rupere β_2. Pentru determinarea prin calcul a acestui unghi, Hoek a propus relația :

$$\beta_2 = \frac{1}{2}\left[\varphi + \arccos\frac{X}{(X^2 + Y^2)^{1/2}}\right] \tag{6.24}$$

în care :

$$X = \left[\left(\frac{\gamma H_1}{c}\right)^2 - \left(\frac{\gamma Z_1}{c}\right)^2\right]\operatorname{ctg}\beta_1 - \left[\left(\frac{\gamma H_2}{c}\right)^2 - \left(\frac{\gamma H_1}{c}\right)^2\right]\operatorname{ctg}\alpha -$$

$$- K\,\frac{\gamma_a}{\gamma}\left(\frac{\gamma H_c}{c}\right)^2 \cos(\beta_1 - \varphi') \tag{6.25}$$

$$Y = \left(\frac{\gamma H_2}{c}\right)^2 - \left(\frac{\gamma Z_2}{c}\right)^2 - K\,\frac{\gamma_a}{\gamma}\left(\frac{\gamma H_c}{c}\right)^2 \sin(\beta_1 - \varphi') \tag{6.26}$$

unde

$$\frac{\gamma H_2}{c} = a + (a^2 + b)^{1/2} \tag{6.27}$$

$$a = \frac{\gamma Z_2}{c}\,\frac{\operatorname{tg}\alpha}{\operatorname{tg}\beta_{2e} - \operatorname{tg}\alpha} \tag{6.28}$$

$$b = \left[\left(\frac{\gamma H_1}{c}\right)^2(\operatorname{ctg}\beta_1 - \operatorname{ctg}\alpha) - \left(\frac{\gamma Z_2}{c}\right)^2 \operatorname{ctg}\beta_{2e} - \left(\frac{\gamma Z_1}{c}\right)^2 \operatorname{ctg}\beta_1 -\right.$$

$$\left. - K\,\frac{\gamma_a}{\gamma}\left(\frac{\gamma H_c}{c}\right)^2 - \frac{\sin(0 - \varphi)}{\sin(\beta_{2e} - \varphi)}\right]\frac{1}{(\operatorname{ctg}\beta_{2e} + \operatorname{ctg}\alpha)} \tag{6.29}$$

$$\frac{\gamma Z_2}{c} = \frac{\cos\varphi}{\cos\beta_{2e}\sin(\beta_{2e} - \varphi)} \tag{6.30}$$

$$\beta_{2e} = \frac{1}{2}(\beta_1 + \varphi) \tag{6.31}$$

$$K = \frac{\sin(\varphi - \varphi')(\operatorname{ctg}\varphi + \operatorname{ctg}\beta_1)}{\sin(\varphi - \varphi')\cos(\beta_1 - \varphi') + \sin(\beta_1 - \varphi')} \tag{6.32}$$

Se compară β_2 determinat cu relația 6.24 cu β_{2e} din 6.31. Dacă $\beta_2 \neq \beta_{2e}$ se înlocuiește β_{2e} cu β_2 în relațiile 6.30, 6.28 și 6.29 și se repetă ciclul de calcule pînă cînd diferența dintre două valori succesive ale lui β_2 este mai mică de 0,1%.

Ca urmare a corelării și interpretării datelor obținute din prelucrarea rezultatelor înregistrate la exploatarea prin surpare a unor zăcăminte, din Suedia și URSS, profesorul Hoek a elaborat graficele din figurile 6.18 și 6.19 cu ajutorul cărora se poate determina în mod operativ mărimea unghiurilor

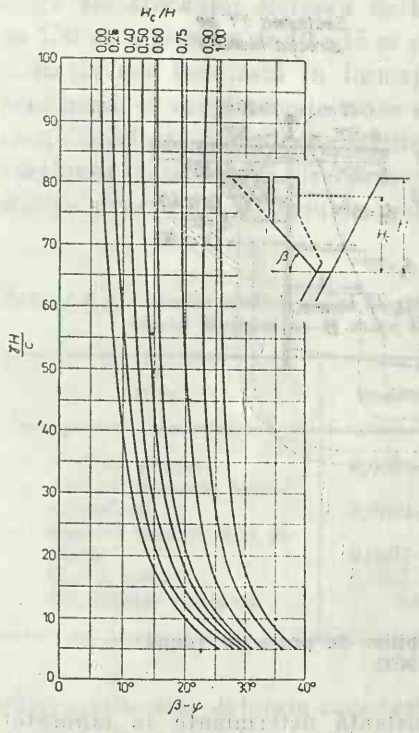


Fig. 6.18. Graficul de determinare a mărimii unghiului de influență (după Hoek, 1974).

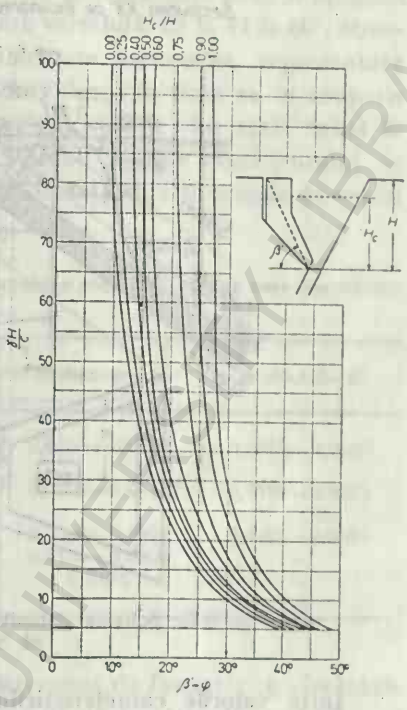


Fig. 6.19. Graficul de determinare a mărimii unghiului de rupere (după Hoek, 1974).

de influență și de rupere în funcție de unele caracteristici geometrice și fizico-mecanice ale zăcămintelor. Din analiza celor două grafice rezultă că gradul de umplere a spațiului excavat cu material dislocat are o deosebită influență asupra mărimii unghiurilor de influență și surpare a rocilor înconjurătoare în ambele cazuri, diferența fiind de aproximativ 20°.

Procesului de dislocare determinat de forțele active din prisma de surpare (hașurată în fig. 6.17) i se opun nu numai forțele pasive rezultate din greutatea prismei, ci și cele care rezultă din prezența rocilor prăbușite în golul excavat. Din acest motiv toate calculele de prognoză privind influența la suprafață a exploatările cu surpare din subteran trebuie să țină seama de mărimea raportului H_c/H (cu H_c notîndu-se înălțimea rocilor dislocate în pîlnia de surpare).

Întrucît producerea fenomenului are un caracter cu totul și cu totul aleator, rezultatele nu sînt suficient de sigure pentru valori $\gamma H/c < 10$ și pentru valori ale unghiului inițial β mai mare de 80°. Principalul domeniu de incertitudine este însă acela al alegerii valorilor unghiului de frecare internă și ale coeziunii rocilor în masiv, în care scop recomandăm utilizarea metodologiei de calcul prezentată în capitolul 2 din acest volum.

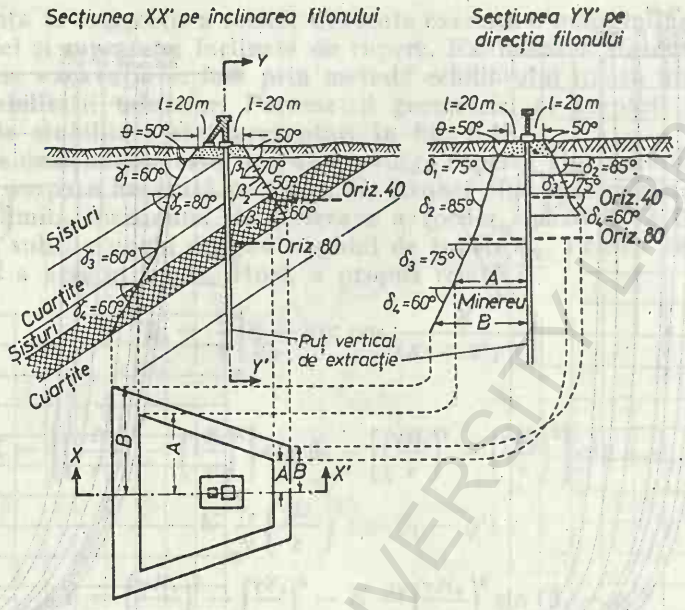


Fig. 6.20. Schema delimitării unui pilier de protecție (după M. Stamatiu, 1962).

Între valorile caracteristicilor de rezistență determinate în laborator și cele ale masivului nu există egalitate, dar, pentru a nu complica lucrurile, majoritatea cercetătorilor consideră că pentru calcule la scara masivului numai coeziunea determinată pe epruvete trebuie redusă, în timp ce coeficientul de frecare internă se păstrează același. Plecînd de la această ipoteză și avînd la dispoziție valoarea unghiului de influență sau de rupere stabilit prin măsurătorile instrumentale inițiale, se calculează diferența de unghi $\beta - \varphi$, cu care, prin intermediul graficului din fig. 6.18 sau 6.19, se determină mărimea raportului $\gamma H/c$. Cum termenii acestui raport sînt cunoscuți, cu excepția coeziunii, valoarea sa medie în masiv se poate calcula pe oricare din profilele transversale trasate prin zăcămînt.

Pentru exemplificare, în tabelul 6.3 prezentăm valorile coeziunii în masiv, determinate în anul 1975 după această metodologie pentru rocile înconjură-

Tabelul 6.3. **Valorile coeziunii în masiv ale rocilor care înconjoară stocul Meteșan de la mina Hanoș**

Profil transversal	Orientare profil	Coeziunea în masiv, tf/m²		
		în culcuș	în acoperiș	direcțional
A—A	107° N—ES	11,8	16,6	—
B—B	59° N—E	21,7	31,1	—
C—C	143° N—ES	—	—	20,8

toare ale stockului Meteşan de la mina Haneş, stock care avea o lungime de 150 m, o grosime de 10—15 m şi o înclinare variabilă, de la 44 la 60°. Mineralizaţia era localizată în formaţiuni sedimentare tortoniene, reprezentate prin gresii şi conglomerate ce se extind şi în culcuş, în timp ce în acoperiş erau dezvoltate adenzitele cuarţifere. Raportînd valorile din acest tabel la coeziunea determinată de epruvete, s-au obţinut valorile coeficientului de slăbire structurală a coeziunii, prezentate în tabelul 6.4. Diferenţele de valori

Tabelul 6.4. **Valorile coeficientului de slăbire structurală a coeziunii rocilor care înconjoară stocul Meteşan de la mina Haneş**

Roca	Profilul $A-A$	Profilul $B-B$	Profilul $C-C$
— Andezit alterat	0,0083—0,0127	0,0155—0,0239	0,0169—0,0260
— Andezit puternic hidrotermalizat	0,0092—0,0103	0,0172—0,0194	0,0188—0,0211
— Andezit coalinizat şi piritizat	0,0207—0,0332	0,0388—0,0622	0,0422—0,0676
— Gresie masivă	0,0237—0,0493	0,0434—0,0904	—
— Microbrecie silicioasă	0,0263	0,0484	—

între profile sînt datorate caracteristicilor sistemelor de fisuraţie ce afectează masivul. Pentru determinarea evoluţiei albiei de scufundare la exploatarea în continuare prin surpare în subetaje, cu ajutorul procedeului propus de Hoek şi a datelor din tabelul 6.2, valorile prognoză ale unghiurilor de influenţă şi de rupere pentru aceleaşi profile sînt cuprinse în tabelul 6.5.

Tabelul 6.5. **Valorile cu caracter de prognoză ale unghiurilor de influenţă şi de rupere pentru stocul Meteşan de la Haneş**

Profil	Categoria de unghi	Iniţiale	Prognoză	
		suboriz. — 7	suboriz. —21	suboriz. —40
$A-A$	de rupere	72°	62°	55°
	de influenţă	58°	55°	49°
$B-B$	de rupere	71°	65°	61°
	de influenţă	60°	57°	54°
$C-C$	de rupere	66°	66°	66°
	de influenţă	55°	55°	55°

BCU IAŞI CENTRU UNIVERSITY LIBRARY

6.4. Măsuri de protecţie a suprafeţei

Toate obiectivele de pe suprafaţa scoarţei terestre care din punct de vedere tehnic, economic, social sau istoric nu pot fi demolate sau mutate din zona de influenţă a prăbuşirii excavaţiilor subterane trebuie protejate. Principalele măsuri de protecţie constau din lăsarea unor pilieri sub acestea, sau din adoptarea unor măsuri tehnice miniere sau de ordin constructiv.

Pilierii de protecţie reprezintă măsura cea mai răspîndită şi mai sigură de protecţie a construcţiilor căilor de comunicaţie şi cursurilor de apă, dar adoptarea ei înseamnă abandonarea temporară sau definitivă a unor părţi din rezervele de substanţe minerale utile. Geometria pilierilor de protecţie depinde de forma suprafeţei de protejat, de mărimea unghiurilor de influenţă, de forma, înclinarea şi adîncimea zăcămîntului (fig. 6.20). Cele mai frecvente sînt asemănătoare trunchiului de prismă, trunchiului de piramidă sau trunchiului de con, cu baza mică la suprafaţă. Trasarea lor începe de la forma construcţiei sau amenajărilor de la suprafaţă în jurul cărora se lasă o bermă de siguranţă menită să acopere erorile de determinare a unghiurilor de influenţă.

Atunci cînd protecţia obiectivelor de la suprafaţă nu mai este necesară, rezerva de substanţe minerale utile lăsată în pilier poate fi exploatată total sau parţial. Exploatarea ei se face însă în condiţii mult mai grele şi cu pierderi cantitative şi calitative.

La exploatarea zăcămintelor de minereuri filoniene înconjurate de roci cu rezistenţă mare, monolite sau puţin fisurate, pilierii de protecţie pot fi exploataţi parţial chiar în timpul funcţionării lor. Exploatarea acestora se face prin metoda cu fişii orizontale direcţionale, golurile create rambleindu-se imediat prin betonare. Pilierii insuficient dimensionaţi favorizează apariţia unor deformaţii importante la obiectivele pentru care au fost lăsaţi, întrucît acestea se vor afla în acest caz în interiorul zonei de încovoiere a albiei de scufundare.

Măsurile de tehnică minieră pentru protecţia suprafeţei constă în adoptarea unor metode de exploatare care nu modifică prea mult echilibrul rocilor care înconjoară zăcămîntul. Dintre acestea amintim metoda de exploatare cu camere şi pilieri abandonaţi, metode de exploatare cu rambleierea integrală a golurilor şi metode de exploatare integrală cu pilieri artificiali realizaţi din beton sau din roci zidite şi consolidate cu lianţi.

Cu toate că nu înlătură apariţia deformaţiilor la suprafaţă, rambleierea integrală exclude totuşi prăbuşirile, formarea pîlniilor de surpare şi a fisurilor de dimensiuni mari. Tasarea suprafeţei se desfăşoară lent şi în final nu depăşeşte 10—15% din grosimea zăcămintelor. În astfel de cazuri, M. A. Kuznețov şi colaboratorii (1971) consideră că eventualele deformaţii ale construcţiilor protejate se pot înlătura prin măsuri de ordin constructiv, urmate de reparaţii al căror cost va fi cu mult mai redus, decît valoarea substanţelor minerale abandonate în pilieri.

6.5. Măsuri constructive pentru protecția construcțiilor de la suprafață

Pentru stabilirea măsurilor de protecție a construcțiilor situate la suprafața minelor este necesară cunoașterea mărimilor posibile ale deformațiilor acesteia. Principalul parametru al deformației suprafeței este *tasarea maximă*, adică componenta verticală a vectorilor deplasării punctelor de pe suprafața scoarței terestre, la încheierea procesului de deformare a suprafeței unui zăcământ orizontal, exploatat integral.

În cazul albiilor de scufundare care nu sînt formate din prăbușiri, pîlnii de surpare și surpări în terase, tasarea maximă se poate calcula cu relația stabilită de Chun Vei-lin și Chzi Jen-i (1979)

$$t_m = K\frac{\Delta h}{\sqrt{H}} m \cos \alpha \tag{6.33}$$

în care: K este coeficientul tasării maxime; Δh — înălțimea excavației; H — adîncimea medie la care se găsește zăcămîntul; α — înclinarea zăcămîntului m — grosimea excavată a zăcămîntului. La utilizarea rambleierii în loc de m se utilizează M_{ef}.

Panta sau înclinarea maximă i_0 ($1 \cdot 10^{-3}$ sau mm/m) este reprezentată de diferența de nivel dintre două puncte de pe albia de scufundare raportată la distanța orizontală dintre acestea. Panta unui interval se calculează cu relația

$$i_{1-2} = \frac{t_1 - t_2}{l_{1-2}} \tag{6.34}$$

Curbura maximă K_0 ($1 \cdot 10^{-3}$ sau mm/m) este dată de diferența de înclinare a două intervale învecinate, raportate la semisuma lungimii acestora:

$$K_2 = \frac{2(i_{1-2} - i_{2-3})}{l_{1-2} + l_{2-3}} = \frac{1}{R} \tag{6.35}$$

în care R este raza de curbură.

Alungirea sau scurtarea maximă ε_0 ($1 \cdot 10^3$ sau mm/m) reprezintă diferența de lungimi a unui interval, măsurată la încheierea procesului de deformare a suprafeței și înainte de atacarea orizonturilor inferioare, diferență care se raportează la lungimea inițială a aceluiași interval:

$$\varepsilon_{1-2} = \frac{l'_{1-2} - l''_{1-2}}{l_{1-2}} \tag{6.31}$$

Limitele de variație a acestor parametri sînt indicate în tabelul 6.6.

În funcție de mărimea principalelor deformații, albiile de scufundare se împart în patru categorii (tabelul 6.7).

Pentru construcțiile care trebuie protejate, pericolul de producere a avariilor nu este reprezentat de mărimile absolute ale deplasărilor verticale și orizontale, ci de repartiția lor neuniformă.

Tabelul 6.6. **Limitele de variație a valorilor principalilor parametri ai albiilor de scufundare** (după M. A. Kuzneţov şi alţii, 1971)

Valoarea	roci cu $f < 10$			roci cu $f > 10$		
	t_m [mm]	$i_0 \cdot 10^{-3}$	$\varepsilon_0 \cdot 10^{-3}$	t_m [mm]	$i_0 \cdot 10^{-3}$	$\varepsilon_0 \cdot 10^{-3}$
minimă	40	2	2	20	2	2
medie	160	6	6	50	4	4
maximă	500	12	13	100	6	7

Tabelul 6.7. **Clasificare albiilor de scufundare în funcţie de deformaţiile suprafeţei**

Albii de scufundare categoria	Deformaţii posibile ale suprafeţei		
	Deformaţia orizontală relativă $\varepsilon \cdot 10^{-3}$ [mm/m]	Raza de curbură R [km]	Înclinarea $i \cdot 10^{-3}$ [mm/m]
I	12—8	1— 3	20—10
II	8—5	3— 7	10— 7
III	5—3	7—12	7— 5
IV	3—1	12—20	5— 3

În principiu, înclinările albiei de scufundare nu exercită influenţe dăunătoare asupra marii majorităţi a construcţiilor, dar sînt periculoase pentru obiectivele mari cu suprafaţa bazei redusă (blocuri turn, stîlpi de înaltă tensiune, turnuri de extracţie, rezervoare verticale etc.).

Încovoierea formaţiunilor de roci de la suprafaţă poate provoca avarii importante la construcţii. Curbura convexă a suprafeţei (pozitivă) duce la apariţia tensiunilor şi deformaţiilor de întindere în elementele portante ale clădirilor. Fisurile verticale care apar în zidăria clădirilor sînt mai deschise la partea superioară decît la bază. Curbura concavă (negativă) determină alt gen de solicitări în construcţii şi anume de compresiune. Cel mai mare pericol, însă, îl constituie deformaţiile orizontale de întindere care produc în fundaţii şi ziduri, fisuri cu o deschidere aproximativ constantă pe toată înălţimea sau fisuri care se închid spre vîrf.

În funcţie de natura şi mărimea deformaţiilor, avariile clădirilor fundate pe terenuri situate în perimetre care au intrat sau vor intra în interiorul albiilor de scufundare se împart în cinci categorii de avarii după cum urmează :

Categoria I — avarii neînsemnate, provocate de fisuri cu deschiderea pînă la 5 mm. Deformaţiile nu periclitează structura clădirilor; din acest motiv nu sînt necesare măsuri de protecţie. După încetarea perioadei de influenţă, clădirile afectate se repară prin lucrări simple de renovare.

Categoria II — avarii care nu modifică condiţiile de exploatare ale clădirilor. Fisurile pot atinge denivelări de pînă la 25 mm şi ca atare se pot produce desprinderi de tencuială şi deplasări ale diferitelor elemente în punctele lor de reazem. Din acest motiv sînt necesare unele măsuri de protecţie în punctele de reazem. Controlul periodic al acestor clădiri se referă la observarea şi măsurarea deschiderii şi lungimii fisurilor şi la controlul deplasării structurilor.

Categoria III — avarii care duc la modificarea parțială a condițiilor de exploatare a clădirilor. Valoarea maximă a fisurilor atinge 35 mm. Clădirile au de suferit în punctele lor de reazem, buiandrugii sînt mișcați din loc, iar unii stîlpi și pereți cedează. Controlul acestor clădiri este necesar pentru asigurarea securității oamenilor ; uneori se poate ajunge și la măsuri de evacuare a clădirii.

Categoria IV — avarii care duc la întreruperea temporară a exploatării clădirii. Se produc avarii majore la reazeme, buiandrugi, grinzi de planșeu, se rup stîlpii de susținere, se răstoarnă părți din zidărie. Fisurile au deschideri între 50 și 100 mm.

Categoria V — avarii care duc la distrugerea parțială a clădirilor.

Prognoza degradării construcțiilor amplasate în perimetre care vor fi afectate de deformațiile albiilor de scufundare se face prin intermediul indicelui de însumare a deformațiilor Δl.

În cazul construcțiilor rigide, Δl se calculează cu relația

$$\Delta l = l \sqrt{(m_\varepsilon \varepsilon)^2 + \left(m_k \frac{h_c}{R}\right)^2} \qquad (6.37)$$

în care h_c este înălțimea clădirii de la talpa fundației pînă în vîrf ; l — lungimea (lățimea) clădirii ; m_ε și m_K sînt coeficienții de lucru ai clădirilor în condițiile deformării terenului de fundare ; ε și R valorile de calcul ale alungirii sau comprimării și raza de curbură. Mărimea coeficienților condițiilor de lucru variază în funcție de lungimea l a clădirii, după cum urmează :

l(m)	sub 15 m	15...30 m	peste 30 m
m_ε	1,0	0,85	0,70
m_k	1,0	0,70	0,55

În cazul construcțiilor elastice, deformația Δl_0 se calculează cu formula

$$\Delta l_0 = m_\varepsilon \varepsilon + m_k \frac{h_c}{R} \qquad (6.38)$$

în care termenii au aceeași semnificație.

Dependența dintre categoriile de avarii ale construcțiilor și parametrii de deformare ai albiilor de scufundare, stabilită de specialiștii de la institutele VNIMI și Promstroiniproect (URSS), este prezentată sintetic în tabelul 6.8.

Cunoscînd valorile deformațiilor terenului de fundare (din măsurători în teren sau aproximate din tabelele 6.6 sau 6.7) pentru orice clădire cu lungime și înălțime date, se calculează valoarea indicelui de însumare a deformațiilor Δl, care se compară cu valorile aceluiași indice din tabelul 6.8 (ultimele trei coloane) în funcție de categoria de importanță în care se încadrează clădirea analizată. Din coloanele 3 și 4 ale aceluiași tabel, rezultă categoria de avarii la care trebuie să ne așteptăm și deschiderea fisurilor ce vor apărea în pereți.

Pentru cazurile în care în funcție de importanța clădirii s-a stabilit ce deformații sînt admisibile, valoarea Δl din tabelul 6.8 devine o valoare limită și atunci cînd Δl calculat este mai mare decît aceasta se iau măsuri de limitare

Tabelul 6.8. **Dependența dintre categoriile de avarii ale clădirilor și indicele de însumare a deformațiilor**

Grupa de clădiri	Categoriile de clădiri	Categoria de avarii	Deschiderea fisurilor din pereții clădirii	Indicele de însumare a deformațiilor [mm] în funcție de numărul etajelor [Δl]		
				1—2 etaje	3 etaje	4 etaje
A	Clădiri monumentale cu configurație complicată în plan, cu săli ce au deschideri de peste 12 m (teatre, săli de sport), spitale și maternități	I	0— 1	70	80	90
		II	0— 3	80	90	100
		III	3— 10	120	140	160
		IV	10— 25	180	210	240
B	Clădiri de învățămînt, hoteluri, staționare de tratament, grădinițe de copii etc. Clădirile marilor magazine, restaurante, cafenele, cantine, cinematografe	I	0— 3	80	90	100
		II	3— 7	110	130	150
		III	7— 15	140	170	200
		I	15— 60	230	270	310
			60—140	300	360	433
C	Clădiri administrative și de locuit, în afară de cele menționate în grupele A și B	I	0— 3	80	90	100
		II	3— 10	120	140	160
		III	10— 25	180	210	240
		IV	25— 60	240	280	330
		V	60—140	300	360	430
D	Clădiri industriale, ateliere, complexe de deservire a populației, garaje și alte construcții	I	0— 5	100	110	130
		II	5— 25	170	—	—
		III	25— 35	210	—	—
		IV	35— 60	250	—	—
			60—140	300	—	—

a exploatării în subteran prin reducerea dimensiunilor golurilor ce rămîn după extracția substanțelor minerale utile. În acest scop înălțimea maximă a excavațiilor nu poate depăși valoarea

$$m_{limita} = \frac{m\Delta l}{\Delta l_{calculat}} \qquad (6.39)$$

Din experiența acumulată de-a lungul timpului în exploatarea clădirilor situate în zonele de influență ale lucrărilor miniere din subteran rezultă o serie de măsuri tehnice și de ordin constructiv de care este bine să se țină seama.

Amplasarea de construcții în astfel de zone este bine să se facă numai după încheierea procesului de tasare-deformare a suprafeței. În cazul în care este totuși inevitabilă amplasarea unor construcții în zonele de influență ale subteranului, se recomandă aplicarea unor măsuri constructive cu caracter special cum ar fi:

— amplasarea clădirilor să se facă în așa fel încît să cadă în mijlocul albiilor de scufundare, iar axa lor longitudinală să fie perpendiculară pe direcția zăcămîntului. Dacă clădirea cade pe marginea albiei de scufundare, axa ei longitudinală trebuie dirijată paralel cu direcția zăcămîntului;

— la construcțiile mai lungi de 20 m sau alcătuite din mai multe corpuri, trebuie să se prevadă între acestea rosturi de deformare care să asigure tasarea independentă a terenului de fundare sub fiecare corp de clădire în parte;

— dacă sub o parte a clădirii se construiesc garaje sau subsoluri, acea parte de clădire trebuie izolată de restul imobilului prin rosturi de deformare ;

— clădirile de importanţă deosebită trebuie să aibe fundaţii continui din beton armat, calculate la solicitări de tracţiune şi încovoiere ;

— adîncimea de fundare trebuie să fie constantă între două rosturi de deformare ;

— trecerea de la o adîncime de fundare la alta trebuie să se facă în trepte ale căror dimensiuni nu trebuie să depăşească 0,5 m înălţime şi 1 m lungime ;

— scările, utilajele şi sobele de la parter trebuie aşezate pe fundaţii independente fără legătură cu fundaţiile zidurilor ;

— intrarea şi ieşirea conductelor prin fundaţii trebuie să se facă prin orificii care să asigure libera lor deplasare în timpul procesului de tasare ;

Cele mai sigure construcţii contra efectelor tasării suprafeţei sub influenţa lucrărilor miniere sînt după I. M. Havin (citat de Stamatiu în 1962) următoarele :

— clădirile a căror latură lungă a fost amplasată ţinînd seama de direcţia zăcămîntului şi de poziţia lor în albia de scufundare ;

— cele calculate în ipoteza că ar fi rezemate pe margini cu partea de mijloc supusă unui efort de încovoiere, precum şi cele calculate cu porţiuni în consolă ;

— cele la care tasările nu provoacă tensiuni periculoase (arce cu trei articulaţii, montanţi oscilanţi etc.) ;

— construcţiile metalice precum şi clădirile cu schelet metalic ;

— construcţiile dimensionate pentru a prelua eforturi importante atunci cînd terenul de fundare se tasează.

Avînd în vedere forma sub care se manifestă la suprafaţă influenţa exploatării în subteran a zăcămintelor de minereuri la care nu s-au putut lăsa pilieri de protecţie, albiile de scufundare ale acestora sînt în general improprii pentru construcţii şi alte amenajări inginereşti de suprafaţă. Totuşi, adoptarea unor măsuri constructive de protecţie combinate cu măsuri de ordin tehnic minier pot face şi aceste suprafeţe utilizabile, dar numai în cazul în care în subteran se exploatează zăcăminte filoniene sau corpuri de minereu cu grosime redusă, sau dacă este vorba despre suprafeţe situate în culcuşul unor zăcăminte masive de mare grosime şi înclinare mare, dar şi aici numai în afara zonelor de fisurare şi de terase.

Bibliografie

1. M. I. Agoşkov (1952) — *Exploatarea zăcămintelor de minereuri.* Bucureşti, Editura tehnică.
2. P. B. Attewell, I. W. Farmer (1979) — *Principles of Engineering Geology.* London, Chapman and Hall Edit.
3. N. P. Bajin şi alţii (1975) — *Ohrana podgotovitelnih virabotok baz telikov.* Moskva, Izd. Nedra.
4. V. Cziglina (1972) — *Dezvoltarea lucrărilor de protecţie pentru prevenirea pagubelor miniere.* Research on Rock Movements and Resultant Damages. II-ND International Mine — Survying Conference. Budapesta.

5. G. L. Fisenko (1976) — *Predelnie sostoiania gornih napor nakrug virabotok.* Moskva, Izd. Nedra.
6. D. Fotă, M. Wolff (1975) — *Studii geotehnice de stabilitate pentru stocul Meteşan de la mina Ilaneş.* Bucureşti. ICITPLGIM — Deva.
7. E. Hoek (1974) — *Surparea progresivă produsă de exploatarea unui zăcământ înclinat.* Manuscris I.M.M. London, octombrie, 1974.
8. G. Hrişcev (1972) — *Despre problema schimbării unghiurilor de influenţă în funcţie de adîncimea de exploatare şi grosimea zăcămîntului.* Research on Rock Movements and Resultant Damages. II-ND International Mine — Survying Conference. Budapesta.
9. E. I. Kuznețov (1973) — *Shemî sdvijenia i granitî oblosti vrednovo, vliiania gornih razrabotok v lejascem boku rudnih zalejen.* Sbornik LXXXX. VNIMI Leningrad.
10. M. A. Kuznețov şi alţii (1971) — *Deplasarea rocilor în zăcăminte metalifere.* Moskva, Ed. Nedra.
11. M. A. Kuznețov şi alţii (1971) — *Prognozirovanie caractera parametrov.* Gornîi Jurnal nr. 3.
12. A. Roberts (1976) — *Geotehnology.* Pergamn Press.
13. M. Stamatiu (1962) — *Mecanica rocilor.* Bucureşti. Editura didactică şi pedagogică.
14. P. M. Ţimbarevici (1953) — *Susţinerea lucrărilor miniere.* Bucureşti, Editura tehnică.
15. * * * (1967) — *Recomandări privind măsurile de consolidare a clădirilor şi instalaţiilor, aflate sub influenţa lucrărilor miniere de exploatare în principalele bazine carbonifere.* VNIMI şi Promstroiniiproekt. Leningrad, Stroiizdat.
16. * * * (1973) — *Criterii privind protecţia şi exploatarea raţională a zăcămintelor de minereuri.* M.M.P.G., Bucureşti.
17. * * * (1973) — *Instrucţiuni pentru delimitarea şi evidenţa pilierilor de siguranţă pentru protecţia suprafeţei şi lucrărilor miniere în bazinele carbonifere.* M.M.P.G., Bucureşti.
18. Chun Veu-Cin, Chzi Jenoi (1979) — *Calculul valorii deplasării şi a deformaţiilor suprafeţei ca urmare a exploatării stratelor cu înclinare mare.* Al IV-lea simpozion internaţional de topografie minieră Aachen.

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

7. IMPERMEABILIZAREA ŞI CONSOLIDAREA ROCILOR PRIN INJECŢII ŞI ECRANE

M. Georgescu

7.1. Injectarea rocilor stîncoase

Injectarea în roci stîncoase are, de obicei, ca scop etanşarea unui masiv fisurat sau faliat, umplerea golurilor din rocă şi, în anumite situaţii, refacerea coeziunii rocilor (consolidări). Între rocile fisurate se deosebesc două categorii în ceea ce priveşte procedeul de injectare: cu fisuri mici, deci cu permeabilitate relativ redusă (<5L)* şi roci cu crevase sau fisuri largi, avînd permeabilitatea mare şi foarte mare (>15L). Rocile cu permeabilitate medie (5...15L) se injectează, într-o primă etapă, în aşa fel încît să fie reduse la o permeabilitate mică după care se tratează ca atare.

Roci cu permeabilitate mică, cu fisuri mici avînd deschideri de ⩽3 mm. La injectarea lor trebuie să se respecte următoarele condiţii: 1) fluidul de injectare să aibă o viscozitate cît mai redusă, pierderile de presiune fiind mari (vol. I, cap. 5.8); 2) stabilitatea suspensiilor şi a soluţiilor chimice să fie ridicată, pentru a evita sedimentarea sau creşterea prematură a viscozităţii, ce ar împiedica circulaţia prin fisuri; 3) timpul de priză sau gelificare să fie mai lung (ex. 1,5 ore), pentru a permite pătrunderea fluidului. Suspensiile să fie preparate cu granule fine (ciment fin şi foarte fin, bentonită, argile fine).

Distanţa între foraje variază mult, funcţie de caracterul fisuraţiei, mărimea presiunii, viscozitatea fluidului de injecţie etc. şi este cuprinsă între 1 şi 2,5 m.

Rocile cu permeabilitate mică (sau medie) sînt injectate curent folosind metoda tronsoanelor ascendente, dacă roca asigură fixarea pakerelor (obturatoare de foraj) la adîncimea dorită. Metoda permite un ritm de lucru mai ridicat şi are avantajul de a separa operaţiunile de foraj de cele de injectare. Forajele trebuie însă să fie în scurt timp injectate, iar adîncimea lor să fie bine precizată în prealabil. Lungimea tronsoanelor de injectare nu trebuie să depăşească 5 m, pentru a nu se forma sedimente din suspensie pe talpa forajului şi pentru a evita riscul pierderilor de fluid datorită intersectării de fisuri mari, ce pot colecta fluidul injectat. O mărire a lungimii tronsoanelor se poate realiza folosind pakere speciale, ce asigură o circulaţie continuă a suspensiei pînă la partea inferioară a forajului (fig. 7.1).

Pentru foraje scurte, deci la presiuni mici, injectarea în circulaţie continuă se poate realiza coborînd în foraj, pînă aproape de talpă, o conductă de injecţie sau chiar garnitura de foraje (fig. 2).

Roci cu permeabilitate medie (5...15L), cu deschideri ale fisurilor de 3...10 mm. Folosirea în aceste cazuri a suspensiilor stabile riscă să creeze

---

* 1L = absorbţia de 1 l/m·min, la presiunea de 10 kN/cm².

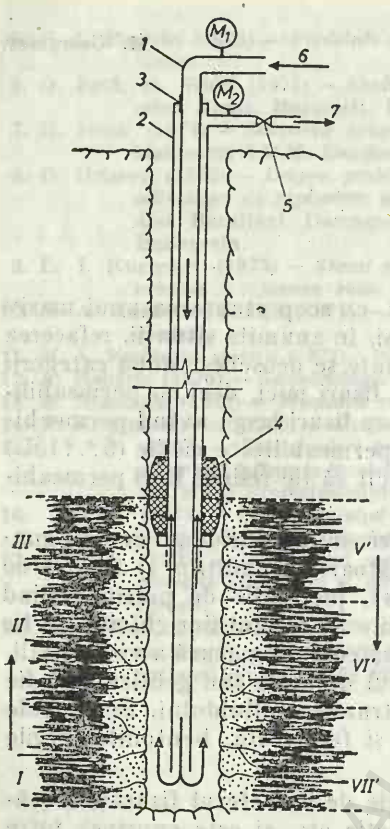


Fig. 7.1. Paker cu circulație continuă pentru injectarea rocilor cu permeabilitate redusă, în succesiunea tronsoanelor ascendentă sau descendentă :

1 — țeavă de injecție ; *2* — conductă de retur ; *3* — dispozitiv de etanșare pe țeava de injecție ; *4* — manșoane de cauciuc ; *5* — vană de reglare a presiunei ; M_1 — manometru pentru măsurarea presiunei la intrare ; *6* — de la pompa de injecție ; *7* — spre pompa de injecție ; M_2 — manometru pentru măsurarea presiunei la ieșire ; *I* ... *III* — tronsoane injectate ascendent ; *V'* ... *VII'* — tronsoane injectate eventual descendent.

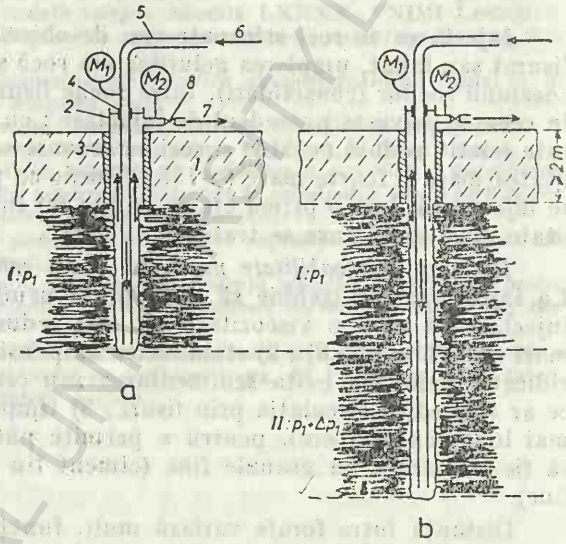


Fig. 7.2. Injectarea cu circulație a forajelor cu adîncimi relativ reduse, folosind presiuni reduse (succesiunea tronsoanelor este descendentă ; lungimea tronsoanelor poate fi mărită apreciabil) :

a — injectarea primului tronson ; *b* — injectarea celui de al doilea tronson ; *1* — strat de rocă, fundație sau strat de protecție ; *2* — tubație de protecție ; *3* — cimentarea tubației ; *4* — dispozitiv de etanșare pe țeava de injecție (presetupă) ; *5* — țeava de injecție ; *6* — de la pompa de injecție ; *7* — spre pompa de injecție ; *8* — vană de reglare a presiunei ; M_1 — manometru pentru măsurarea presiunii la intrare ; M_2 — manometru pentru măsurarea presiunii la ieșire ; *I*, *II* — tronsoane injectate ; *p* — presiunea maximă prevăzută pentru injectaera tronsonului *I* ; p_1 — sporul minim de presiune.

pierderi mari de material chiar la presiuni mici. În schimb suspensiile obișnuite (instabile) sau semistabile pot obtura fisurile sau golurile prin depunerea treptată a granulelor, dacă viteza (deci și presiunea) este mică, iar consistența ridicată. La prelucrarea acestor fluide, se folosesc uneori așa-numiții înlocuitori de ciment caracterizați printr-o granulație fină (argile măcinate, loess, cenuși fine, etc.), cu posibilități de utilizare în cazurile în care absorbția fluidului depășește 10 *l*/minut.

Rocile cu permeabilitate mare și foarte mare (>15L), cu fisuri mari și crevase de ordinul cm sau dm. În aceste cazuri injectarea cu ciment curat, în suspensii instabile, este total neeconomică și de aceea se va apela la înlocuitori cu granulație mai grosieră: nisip, cenușă, pietriș mărunt în amestec cu argilă, loess sau bentonită. Proporția înlocuitorilor poate atinge după fiecare caz în parte de 2...5 ori cantitatea de ciment. Fluidele folosite trebuie să fie constituite din suspensii sau mortare stabile cu mare rigiditate, care să nu difuzeze la distanțe inutile. Din aceleași motive, presiunea trebuie să fie mică (1...5 daN/cm²), iar cantitatea de materiale injectate se limitează.

Pentru consolidare la volume mari și care necesită presiuni mai ridicate se execută ecrane auxiliare limitative, care să împiedice pierderile materialului în afara zonei de consolidat (fig. 7.3 și 7.4). Alteori se practică preinjectări cu materiale grosiere la presiuni mici în foraje, la distanță mai mare (ex. 4—5 m), urmate de injectări cu materiale mai fine și la presiuni mai mari, în foraje plasate intermediar, realizînd astfel și precomprimarea rocii.

La injectarea forajelor din ecranele auxiliare sau în zonele cu pierderi mari, se execută reinjectări repetate în același foraj și tronson, folosind cimenturi cu rezistențe inițiale mari (tip RIM), acceleratori de priză (silicat, clorură de calciu), etc. pentru a evita pierderi excesive. Pentru reinjectări este necesar ca găurile de foraj să nu fie umplute cu ciment. În cazul fisurilor mari, care

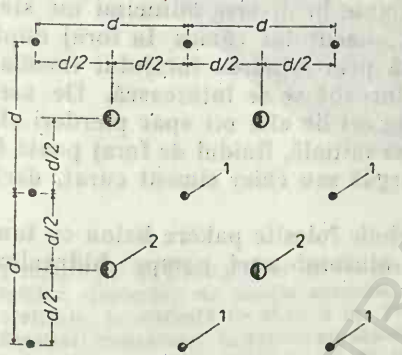


Fig. 7.3. Injectarea rocilor cu permeabilitate mare:

1 — foraje de preinjecție cu utilizarea de fluide dense (suspensii sau mortare cu înlocuitori de ciment) la presiuni mici; *2* — foraje din etape ulterioare folosind suspensii mai fluide la presiuni superioare preinjecției; *d* — distanța inițială între foraje.

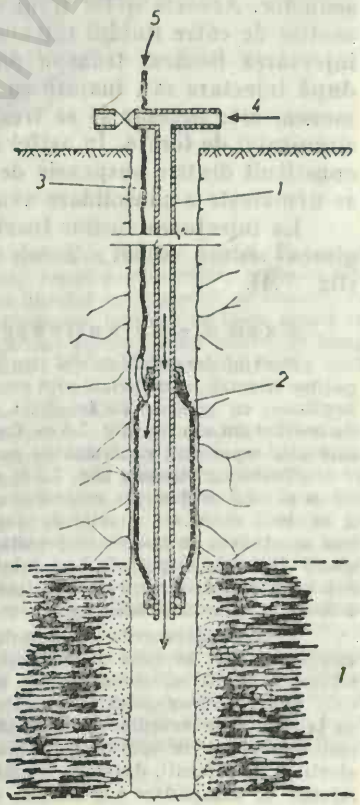


Fig. 7.4. Paker balon (gonflabil) pentru injectarea rocilor foarte fisurate:

1 — țeava de injectare; *2* — manșon etanș din cauciuc cu lungime de 50—200 cm; *3* — furtun de legătură pentru admisia apei sub presiune; *4* — de la pompa de injecție; *5* — de la pompa de apă manuală (sau butelie de aer comprimat); *I* — tronson injectat.

BCU IAȘI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

adesea sînt umplute cu sfărîmături de rocă, nisip, material argilos, ca şi în prezenţa intercalaţiilor slab coesive se practică spălarea acestei umpluturi cu apă şi aer sub presiune. Această spălare are rolul de a înlocui materialul cu rezistenţă de frecare redusă şi compresibil, sau ar putea fi antrenat de presiunea apei de infiltraţie. Pentru lucrări de consolidare, materialul de înlocuire trebuie să fie rezistent, respectiv ciment cu adaosuri de înlocuire. Operaţia se realizează cu foraje apropiate la 1—2 m. Se pompează apa sub presiune cît mai mare, alternînd cu insuflare de aer, succesiv pe tronsoane descendente. Pomparea şi insuflarea se face în grupuri de 2—4 foraje şi evacuarea prin 1—2 foraje centrale. După limpezirea apei, circulaţia se inversează, evacuînd pe rînd apa prin forajele laterale ; ciclul se reia pînă cînd apa iese limpede în ambele sensuri. Se atacă apoi o altă serie de tronsoane. În prezenţa argilei, în apă se pot introduce agenţi peptizanţi (de ex. carbonat sau bicarbonat de sodiu etc.). Se măsoară tot timpul cantitatea suspensiilor în apa evacuată. Totuşi, argilele foarte coesive sînt greu antrenabile şi efectul este redus. Presiunile necesare şi vitezele de antrenare sînt foarte mari, mai ales cînd se realizează comunicări între foraje. De asemenea presiunile pot crea deformarea stratelor superioare de rocă.

Injectarea forajelor executate în roci avînd permeabilitate mare şi foarte mare (cu fisuri mari) se execută de obicei prin tratarea descendentă a tronsoanelor. Aceasta atîta timp cît pakerele fixate la diverse adîncimi nu sînt ocolite de către fluidul injectat. Reforarea cimentului rămas în foraj după injectarea fiecărui tronson poate fi evitată prin reluarea forajului imediat după injectare sau înainte ca cimentul să înceapă se se întărească. De asemenea, este necesar să se treacă la injectare ori de cîte ori apar pierderi ale circuitului de foraje. În astfel de roci, în faza iniţială, fluidul de foraj poate fi constituit dintr-o suspensie de tip ciment-argilă sau chiar ciment curat, dacă se urmăreşte o consolidare avansată.

La injectarea rocilor foarte fisurate trebuie folosite pakere balon cu lungimea redusă (0,50...2 m), etanşate cu ajutorul unei pompe hidraulice (fig. 7.4).

Exemple de aplicare

Barajul Izvorul Muntelui (tip beton greutate ; $h = 127$ m) este amplasat în flişul Carpaţilor orientali, caracterizat prin prezenţa de gresii în bancuri metrice, cu intercalaţii de şisturi argiloase, cu grosime de la cîţiva dm la cîţiva m şi de gresii micacee şistoase cu grosimi de ordinul cm sau dm (fig. 7.5 *a*). Complexul, aparţinînd Eocenului mediu, este foarte fisurat mai ales superficial şi afectat de numeroase falii.

Voalul de etanşare (fig. 7.5 *b*) constă din două noduri de foraje cu adîncime maximă de 90 m şi unul median, de control sau completare. Forajele sau executat la distanţă finală de 2 m, în 3 etape (în funcţie de absorbţie), etapele ulterioare fiind în general cu cîte 20 m mai scurte (sau în funcţie de rezultatele etapelor I şi II). Drenajul rocii s-a asigurat prin trei şiruri de foraje dispuse la 5 m interdistanţă (fig. 7.5 *a*) şi $h = 15$ m. Lungimea totală a forajelor a fost de circa 54 000 m (plus 9 800 m foraje de drenaj). Absorbţia medie de ciment a fost de aproximativ 70 kg/m, iar cea maximă de circa 3 t/m.

Pentru reducerea tasării inegale a barajului şi omogenizarea rocii, ca şi pentru reducerea circulaţiei apei în zona superficială, s-au executat injecţii de consolidare mai profunde, la adîncimi de 15 m, şi consolidări de suprafaţă (legătură) la 5 m sub betonul de fundaţie. Cele dintîi s-au executat la primele trei blocuri din vale pe întreaga suprafaţă de fundare, de la nivelul excavaţiilor grosiere. Ulterior forajele s-au săpat de pe primele lamele de beton, concentrîndu-se în special pe treimea aval a fundaţiei, unde se produce o concentrare de eforturi. Pe versanţi, deasupra treimii inferioare, blocurile barajului au fost tratate numai prin injecţii de consolidare superficială executate de pe beton. Desimea forajelor a oscilat între

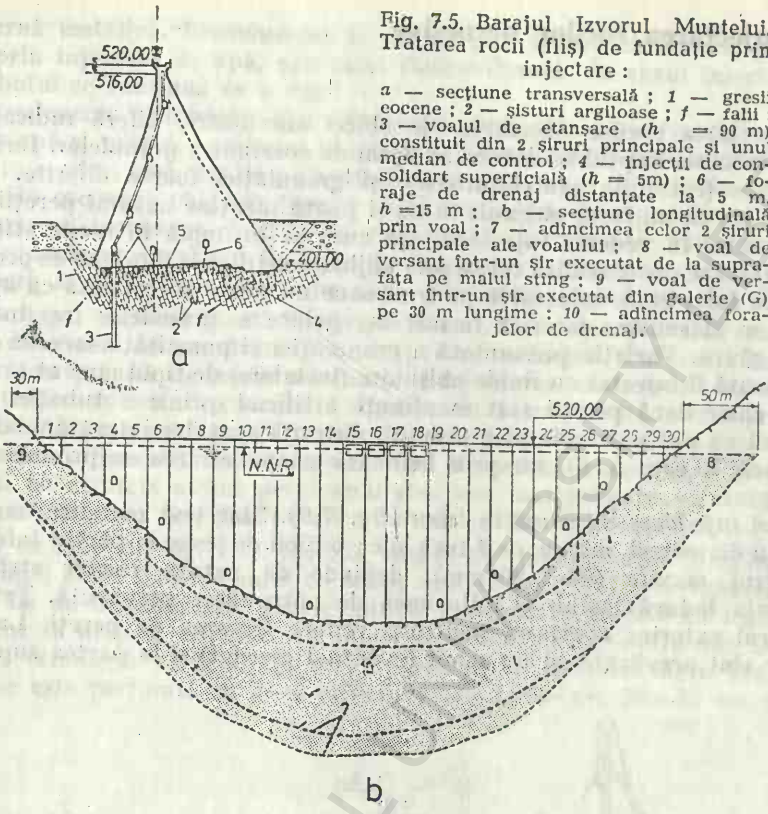


Fig. 7.5. Barajul Izvorul Muntelui. Tratarea rocii (fliș) de fundație prin injectare :

a — secțiune transversală ; *1* — gresii eocene ; *2* — șisturi argiloase ; *f* — falii ; *3* — voalul de etanșare (h = 90 m) constituit din 2 șiruri principale și unul median de control ; *4* — injecții de consolidart superficială (h = 5m) ; *6* — foraje de drenaj distanțate la 5 m, h =15 m ; *b* — secțiune longitudinală prin voal ; *7* — adîncimea celor 2 șiruri principale ale voalului ; *8* — voal de versant într-un șir executat de la suprafața pe malul stîng ; *9* — voal de versant într-un șir executat din galerie (G) pe 30 m lungime ; *10* — adîncimea forajelor de drenaj.

1 foraj/9 m² și 1 foraj/16 m² în funcție de absorbție și starea de fisurare a rocii. În lungul faliilor, depinzînd de poziția acestora, au fost executate foraje suplimentare, înclinate sau verticale, la distanță de circa 3 m. Toate forajele s-au injectat cu suspensii de ciment, cu densități crescătoare în raport cu absorbția constantă. Presiunea maximă de lucru crește cu adîncimea tronsonului de injecție, în raportul de 1 daN/cm² pentru fiecare metru de foraj, deasupra pakerului fiind limitată la 12 daN/cm². Absorbția de ciment a variat foarte mult în vale și pe versanți, (pînă la 600 kg/m).

După 20 ani de la punerea în funcțiune barajul se comportă normal.

Barajul Vidraru (beton în arc, h = 167 m) este cel mai înalt baraj din România. Situat în chei constituite din ganise oculare de Cozia, cu caracteristici geo-mecanice favorabile, cu permeabilitate redusă, a necesitat un voal de etanșare care a avut în mare parte un caracter de control al impermeabilității rocii. Au fost prevăzute două șiruri de foraje cu injecții de suspensii de ciment la h = 80 m, dar după executarea primului șir amonte, cel de al doilea a fost redus ca adîncime la 30—60 m (uneori chiar 15 m) în afara unor zone ce au necesitat un control și eventual un tratament profund. Distanța finală între foraje, adoptată inițial la 2,5 m, a fost mărită adesea la 5 m, pe baza analizei rezultatelor celor două etape. Presiunea maximă folosită a fost limitată de capacitatea funcțională a pompelor (45 daN/cm²). Consolidarea superficială a rocii după excavație s-a executat prin injecții în foraje de 5 m sub fundație executate de pe primele lamele de beton, cu o distribuție 1 foraj la 9—12 m². În apropierea voalului aceste foraje au fost îndesite pentru consolidarea voalului în partea sa superioară. Lungimea forajului în roca injectată a însumat 20 900 m pentru voal și 700 m pentru consolidare, obținîndu-se o absorbție medie de ciment de 32 kg/m la voal și 18 kg/m la consolidare. Infiltrațiile după 13 ani de exploatare au rămas foarte reduse (circa 1 l/s). Comportarea barajului este normală.

7.2. Injectarea rocilor necoesive

Injectarea rocilor necoesive, de obicei aluvionare, diferă radical de a celor stîncoase. Faptul se datorează lipsei de coeziune a granulelor, formei lor neregulate (rotunjite sau colțuroase), și granulației foarte diferite. Aceste condiții fac ca un foraj obișnuit să nu-și poată menține natural pereții găurii după forare, în vederea injectării, așa cum se întîmplă în rocile stîncoase. Dacă acesta se poate realiza totuși prin mijloace artificiale (burlane de protecție, fluide de foraj etc.), injectarea pe tronsoane nu poate fi realizată cu ajutorul pakerelor obișnuite, datorită formei neregulate a granulelor ce formează pereții găurii. Variația pronunțată a granulației și porozității face ca forajul să nu poată fi injectat cu fluide obișnuite (instabile) de tipul ciment sau chiar argilă, chiar dacă pereții sînt menținuți artificial printr-o tubație. Aceste suspensii nu pot pătrunde prin nisipuri, datorită spațiilor intergranulare prea mici (vol. I, cap. 5, 6), iar prin bolovănișuri penetrarea se produce foarte neomogen.

Țevi injectoare introduse în teren (fig. 7.6). Sînt țevi metalice cu pereții groși, cu diametrul minim de 1 inch și cu orificii de ieșire la partea inferioară. Diametrul maxim (60...89 mm), depinde de natura rocilor străbătute (frecvența bolovănișului) și adîncimea de pătrundere prevăzută. Țevile au diametrul exterior constant, pentru a reduce frecarea pe pereți. La capul inferior sînt prevăzute cu un sabot (eventual pierdut) și la partea superioară

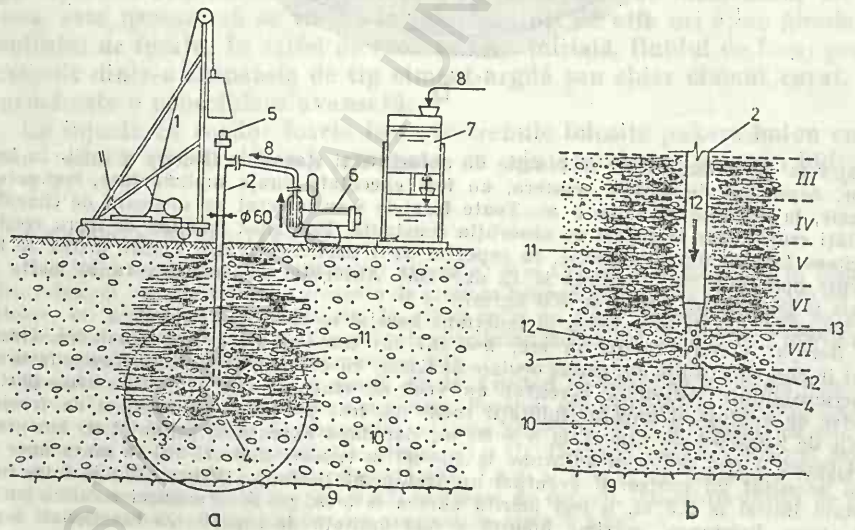


Fig. 7.6. Țevi introduse în teren prin batere (sau vibrație):
a — instalația ; *1* — soneta (poate fi înlocuită cu vibrator, inpecție de apă sub presiune etc.) ; *2* — țeavă injectare (lance) ; *3* — orificii de evacuare a fluidului de injecție ; *4* — sabot (eventual pierdut) ; *5* — cap de batere ; *6* — pompă de injecție ; *7* — malaxor etajat ; *8* — de la stația de preparare ; *9* — roca pat impermeabilă ; *10* — strat aluvionar ; *11* — roca injectată ; *b* — detaliu cap de injecție : *12* — circuitul fluidului de injecție ; *13* — segment cu orificii de evacuare ; *III ... VIII* — tronsoane injectate descendent.

cu o pernă metalică. Introducerea se obţine prin batere cu soneta, prin vibrare, prin injectare de apă, sau mixt (hidrovibrare). În cazul injectării de apă, sabotul se continuă cu o duză.

Introducerea prin batere sau vibrare este indicată în pietrişuri, iar injectarea de apă şi vibrarea mai ales în nisipuri. Adîncimea de penetrare depinde de natura rocilor, mai ales de prezenţa bolovanilor, cît şi de metoda de introducere. Ea oscilează obişnuit între 5 şi 15 m. Injectarea se realizează fie la extragere, pe tronsoane de 25—33 cm, fie la introducere, sau combinat. Pentru reducerea circulaţiei fluidului în lungul ţevii injectoare, se realizează o reducere a diametrului ţevii în zona prevăzută cu orificii (fig. 7.6, *b*).

Avantajul metodei constă în simplitatea ei. Dezavantajele sînt multiple. Astfel adîncimea de penetrare redusă (pentru adîncimi mai mari necesită vibrator sau pompă de mare presiune) şi injectarea ascendentă nu favorizează o tratare suficientă a stratelor superficiale. Introducerea ţevilor prezintă mari dificultăţi sau este oprită în bolovănişuri (deformarea excesivă) şi uneori şi în zonele adiacente, injectate anterior. Procedeul nu permite începerea injectării cu stratele avînd permeabilitatea cea mai ridicată (deci folosind fluide mai vîscoase), aşa cum permite metoda ţevilor cu manşete.

Ţevi cu manşete (fig. 7.7). Metoda constă din săparea pînă la adîncimea finală a unei găuri folosind noroi de foraj, urmată imediat fie de tubarea provizorie, fie de introducerea unei conducte perforate protejată cu manşoane de cauciuc în dreptul orificiilor de injectare. Tubajul provizoriu este necesar numai în terenurile cu tendinţă de surpare sau la adîncimi mari. Ţeava cu manşoane este perforată cu 3—4 orificii radiale la fiecare 30—35 cm, repre-

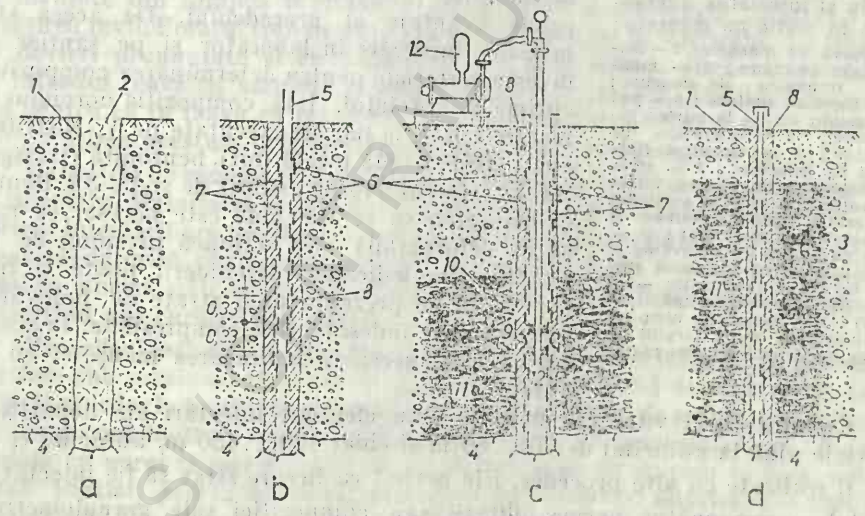


Fig. 7.7. Injectare în ţevi cu manşete:
a — forajul săpat cu noroi; *1* — peretele forajului; *2* — noroi; *3* — strat aluvionar; *4* — roca pat impermeabilă; *b* — ţeava cu manşetă introdusă în foraj; *5* — ţeava perforată radial din *33* în *33* cm, acoperită cu manşete; *6* — manşete de cauciuc; *7* — orificii de evacuare a fluidului de injecţie acoperite de manşetă; *8* — noroi de matare; *c* — injectarea ascendentă a ţevii cu manşete cu ajutorul pakerului dublu; *9* — manşeta deschisă; *10* — ieşirea fluidului în terenul înconjurător; *11* — terenul injectat; *12* — paker dublu; *13* — pompa de injecţie; *d* — foraj injectat înaegral.

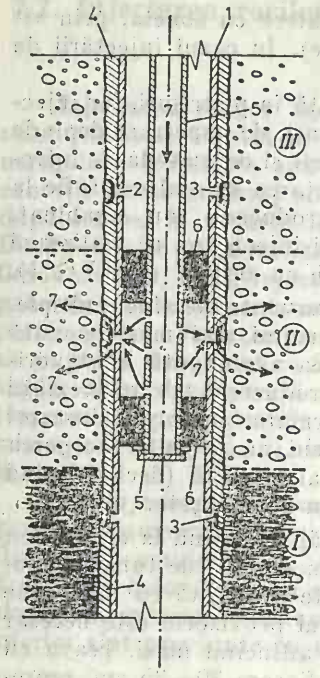


Fig. 7.8. Aşezarea pakerului dublu şi injectarea diferenţială în ţevile cu manşete: *1* — ţeava cu manşete; *2* — orificii de evacuare; *3* — manşetă (manşon) de cauciuc; *4* — turtă de matare; *5* — paker dublu închis la partea inferioară; *6* — manşoane de cauciuc; *7* — circuitul fluidului de injectare; *I* — strat de bolovăniş cu pietriş, injectat iniţial cu mortar stabilizat din argilă, nisip fin, ciment şi suspensie argilă-ciment; *II* — strat de pietriş cu bolovăniş şi nisip injectat cu suspensie stabilă de argilă (bentorită) — ciment (se injectează după stratul *I*); *III* — strat de nisip ce se injectează după stratul *II* cu soluţii de silicaţi sau răşini sintetice.

zentînd lungimea viitoarelor tronsoane de injectare şi este închisă la capul inferior. După introducere, eventualul tubaj provizoriu este extras. Cu ajutorul unui paker simplu, plasat deasupra ultimei manşete a capului inferior, se injectează o suspensie de matare în spatele ţevii cu manşete. După întărirea acestei suspensii se poate trece la injectarea propriu-zisă a stratelor cu ajutorul unui paker dublu (fig. 7.8) situat succesiv în dreptul fiecărei serii de orificii.Se poate lucra fie descendent fie ascendent, dar de regulă combinat.

Datorită presiunii de injectare, manşetele de cauciuc se desfac, comprimă roca adiacentă, fisurează căptuşeala de matare, permiţînd pătrunderea fluidului de injectare în stratul de aluviuni. La oprirea injectării şi anularea presiunii, cauciucul clapetei închide orificiile, oprind reintrarea materialelor în interiorul ţevii.

Compoziţia noroiului de matare şi grosimea acestuia are o mare importanţă pentru deschiderea manşetelor. Dacă este prea tare şi prea gros, împiedică deschiderea manşetelor chiar la presiuni mari de injectare. Dacă este prea moale, fluidul de injectare se poate scurge în lungul conductei sau chiar să producă expulzarea căptuşelii de matare, pierzîndu-se astfel unul din principalele avantaje al procedeului. De aceea sînt necesare încercări în laborator şi pe şantier cu diverse materiale pentru determinarea compoziţiei optime a noroiului. Iată compoziţia noroiului de matare folosit la lucrări executate pe V. Bistriţei: apă 7 208 l; argilă locală (lut), bentonită (trassgel) 200 kg, ciment 640 kg; silicat de sodiu 3 l. Pentru ca manşetele să se deschidă este necesar ca roca să fie deformabilă, sub acţiunea presiunii de injectare. Împiedicarea deschiderii poate fi însă provocată de prezenţa unor strate de bolovăniş-pietriş foarte îndesate, slab compresibile. În aceste cazuri este necesară îmbrăcarea manşetei cu un burete.

Cu ajutorul ţevilor cu manşete s-au efectuat injectări ale depozitelor aluviale pînă la adîncimi de 70...80 m şi chiar 120...150 m, adîncimi ce nu pot fi realizate cu alte procedee. Ele permit ca fiecare strat să fie injectat cu fluidul corespunzător permeabilităţii sau compoziţiei sale granulometrice, începînd pe cît posibil cu cele mai permeabile, pentru a putea apoi injecta pe cele mai slab permeabile (fig. 7.8). Menţinerea curată a interiorului ţevii permite reinjectarea stratelor insuficient tratate sau finisarea tratării lor prin silicatizare sau cu răşini sintetice, după o preinjectare cu suspensii mai

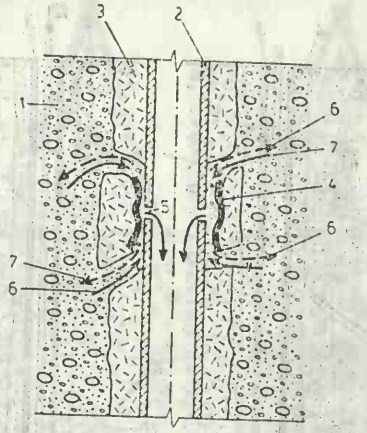


Fig. 7.9. Blocarea manşetei prin pătrunderea nisipului după oprirerea injectării (anularea presiunii):
1 — depozit aluvionar; *2* — ţeava cu manşete; *3* — turtă de matare; *4* — manşetă deschisă; *5* — orificii; *6* — ruperea turtei şi ieşirea fluidului datorită presiunei de injectare; *7* — antrenarea de nisip din exterior după oprirea injectării, prin contrapresiunea remanentă în strat.

grosiere. Separarea la acest procedeu, a operaţiilor de foraj de cele de injectare, asigură o mai bună organizare şi specializare a lucrărilor, mărind productivitatea.

Cu toate avantajele menţionate, sînt şi unele neajunsuri legate de aplicarea acestui procedeu. Astfel avantajul posibilităţii reinjectării este anulat dacă ţeava a rămas umplută cu sedimente foarte tari, ca cel de ciment, întrucît reforările repetate nu mai asigură separarea forajului de injectare. O presiune de injectare mare poate produce deformaţia terenului şi totodată a ţevilor cu manşete din forajele învecinate, împiedicînd introducerea pakerului sau curăţirea ţevii. Forajul trebuie săpat cu devieri mici de la verticală. În forajele cu devieri pronunţate şi cu adîncimi mari este dificil, dacă nu imposibil, de introdus ţeava cu manşete şi pakerul pentru injectare. Din aceleaşi cauze sau pentru că în ţeava cu manşete a rămas un sediment foarte tare, reforarea sau curăţirea acestuia prin frezare poate provoca străpungerea ţevii.

Manşetele de cauciuc nu totdeauna se închid perfect la descărcarea presiunii de injectare. Materialul de injectare încărcat cu nisip din exteriorul ţevii după oprirea injectării are tendinţa să reintre în interior, menţinînd manşeta parţial deschisă datorită contrapresiunii remanente (fig. 7.9). Aceste deschideri fac posibilă uneori pătrunderea fluidelor injectate de la forajele din apropiere, necesitînd noi curăţiri sau reforări.

Procedeul este dificil, uneori imposibil de realizat, în terenuri cu orizonturi acvifere sub presiune, care pot antrena sau dilua noroiul de matare. În cazul lărgirii găurilor la foraje în terenuri nisipoase, căptuşeala de matare poate deveni atît de groasă încît nu mai poate fi spartă prin presiunea de injectare. Forarea iniţială cu noroi şi mai ales introducerea noroiului de matare în foraj colmatează parţial pereţii acestuia, reducînd pătrunderea ulterioară a fluidului de injectare, dacă nu se produce o rupere prin fisurare hidraulică (clacare) atît a turtei cît şi a stratului adiacent.

Ţevile cu manşete comportă de asemenea un consum apreciabil de metal; utilizarea ţevilor din plastic este posibilă la adîncimi mici şi numai dacă nu sînt necesare reforări.

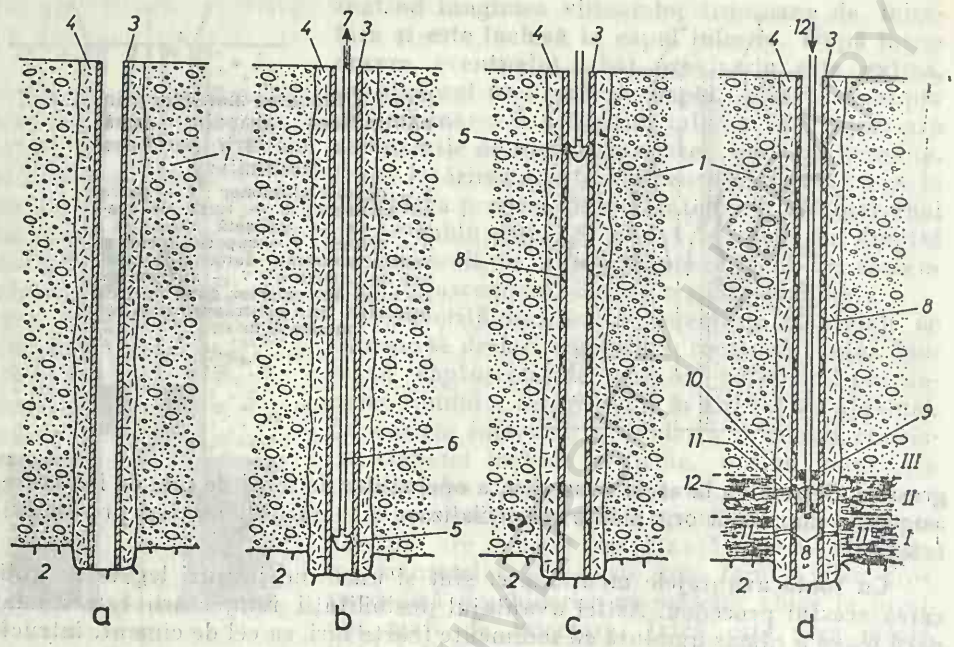


Fig. 7.10. Injectarea în țevi broșate :

a — matarea țevii din plastic : *1* — strat aluvionar ; *2* — roca pat impermeabilă ; *3* — țeavă de plastic ; *4* —turtă de matare (ca și la țevi cu manșete) ; *b* — introducerea cuțitului de broșat : *5* — cuțit de broșare cu două lame ; *6* — tija cuțitului ; *7* — sensul de tragere al cuțitului ; *c* — tăierea tanțelor de ijectare ; *8* — fante (șlițuri) tăiate în plastic prin acționarea ascendentă a cuțitului ; *d* — începerea injectării ascendente a fantelor : *9* — paker dublu (manșoane de cauciuc) ; *10* — orificii de evacuare ale pakerului ; *11* — fisuri în turta de matare provocate la începutul injectării ; *12* — traiectul fluidului de injectare ; *I* — tronson injectat ; *II* — tronson în curs de injectare ; *III* — tronson ce urmează a fi injectat.

Din cele de mai sus rezultă că aplicarea procedeului țevilor cu manșete este indicată atunci cînd alte procedee, mai simple, nu pot fi folosite.

Injectarea în țevi broșate (fig. 7.10). O parte din neajunsurile țevilor cu manșete pot fi evitate prin folosirea în locul acestora a unor țevi de plastic broșate. În acest caz după fixarea țevii în noroiul de matare se introduce un cuțit de broșare, care în foraj permite desfacerea a două lame diametrale. Prin tragere, lamele taie cîte 2 șlițuri ce străbat pereții țevii de plastic ; șlițurile se taie în dreptul tronsoanelor de injecție. Injectarea se face apoi tot cu ajutorul pakerului dublu, ca și la țevile cu manșete.

Procedeul este aplicabil numai la foraje de adîncimi mici și medii, datorită pericolului de deformare a conductelor de plastic și dificultăților broșării la adîncime mare. Reinjectarea unor tronsoane inferioare este practic imposibilă, datorită scurgerii fluidului de injectare în interiorul țevii la fiecare tronson injectat, atît din conductele pakerului cît și din stratul înconjurător. Chiar dacă forajul se spală după fiecare injectare, la tratarea ascendentă a tronsoanelor există pricolul ca fluidul să pătrundă sub pakerul dublu prin fante inferioare ale țevii.

Injectarea simultană cu forarea (fig. 7.11). Procedeul se aplică în roci necoezive, la adîncimi medii (brevet PPR 42687/1959).

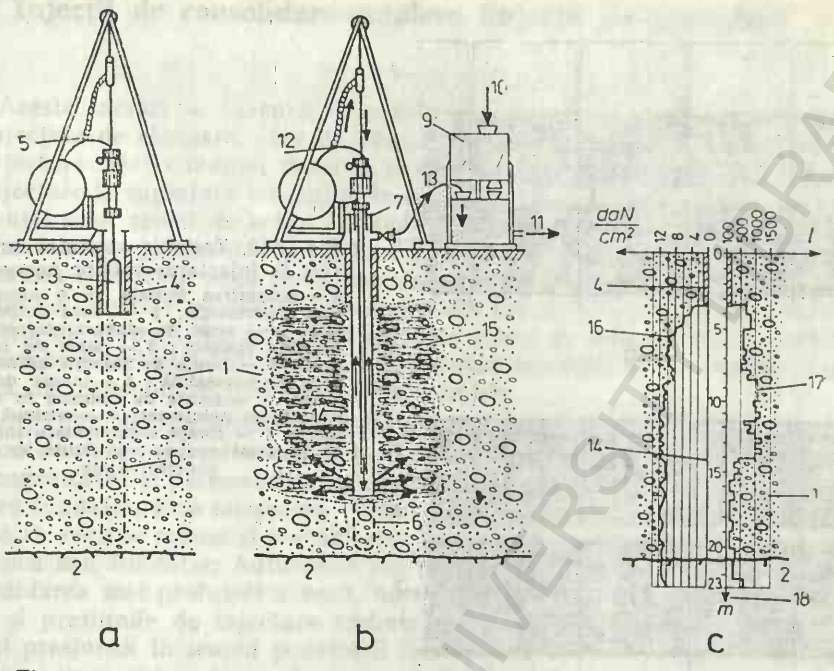


Fig. 7.11. *Procedeu de injectare simultan cu forajul* (fazele de lucru): *a* — tubarea și cimentarea coloanei de presiune : *1* — depozite aluviale ; *2* — roca impermeabilă ; *3* — garnituri de foraj ; *4* — coloană de presiune cimentată la adîncime corespunzătoare presiunii ; *5* — noroi de foraj obișnuit ; *6* — forajul prevăzut ; *b* — injectarea simultan cu forajul : *7* — presetupa ; *8* — ventil de reglare a presiunii ; *9* — malaxor etajat ; *10* — introducerea fluidului de injectare ; *11* — la pompa de injecție ; *12* — de la pompa de injecție ; *13* — retur în malaxor ; *14* — forajul săpat ; *15* — roca injectată ; *c* — diagrama presiune-absorbție la un foraj executat în valea Varnița : *16* — diagrama presiunei (daN/cm) ; *17* — diagrama absorbției ; *18* — adîncimea în m.

După tubarea unei coloane de presiune (protecție) prevăzută cu o presetupă la partea superioară, forajul se continuă folosind ca fluid de săpat chiar fluidul de injectare, adesea o suspensie stabilizată de argilă-ciment, sau o soluție gelică de silicat de sodiu. Lungimea coloanei de presiune depinde de presiunea de injectare ce se dorește a se aplica. Garnitura de foraj trebuie să aibă diametrul constant și de aceea este suprimat tubul carotier. Dacă nu sînt de perforat bolovănișuri, capul carotier se înlocuiește de obicei cu o sapă. Diametrul de forare trebuie să fie cît mai mic, dar în fapt este determinat de adîncimea de forare și de prezența bolovanilor. Procedeul poate fi folosit și la adîncimi mari. Este necesară însă cimentarea unei coloane mai lungi (înlocuind pe precedenta scurtă), menținerea în rotație a garniturii de forare și corectarea periodică a forajului.

O variantă a acestui procedeu constă în forarea găurii pe întreaga lungime sau pe un anumit sector, după tubarea coloanei de protecție și apoi extragerea coloanei de foraj pe tronsoane, simultan cu injectarea. Această tehnică are avantajul separării operațiilor de foraj de cele de injectare, dar pentru adîncimi mari sînt necesare garnituri de foraj speciale.

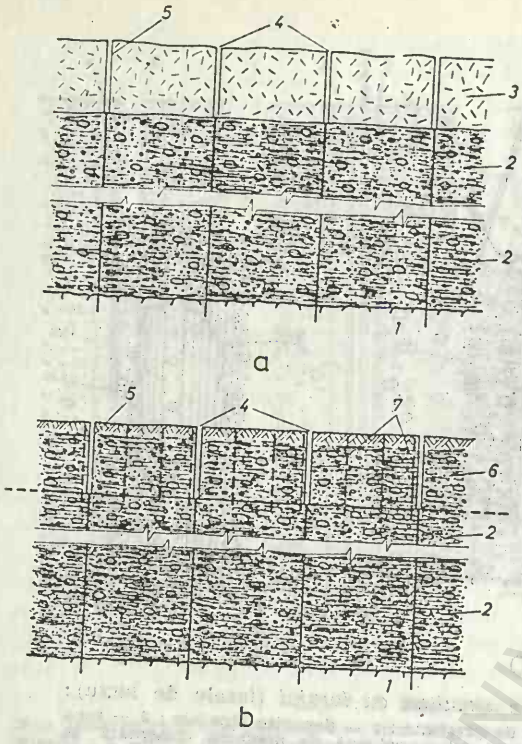


Fig. 7.12. Tratarea stratului superficial la injectarea rocilor necoesive: *a* — acoperirea inițială cu o umplutură slab permeabilă; *1* — roca impermeabilă; *2* — strat de aluviuni injectate la presiuni ridicate; *3* — strat de umplutură; *4* — foraje de injecție adîncite în roca impermeabilă; *5* — tubaje de protecție; *b* — foraje de îndesire în stratul superficial neinjectat; *6* — stratul neinjectat; *7* — foraje suplimentare inejctate la presiuni reduse cu fluide de mare penetrabilitate.

La toate procedeele de injectare a aluviunilor, prezentate mai sus, stratul de suprafață rămîne neinjectat sau insuficient tratat. Pentru evitarea acestei situații trebuie să se recurgă la acoperirea de la început a zonei de injectat cu un strat de umplutură cît mai slab permeabil (fig. 7.12, *a*) sub care se injectează stratul permeabil de aluviuni, la presiuni sporite; apoi se trece la reinjectarea stratului superficial prin foraje mai dese, folosind fluide cu viscozitate scăzută la presiune mică (fig. 7.12, *b*).

În toate cazurile de injectare a rocilor cu porozitate mare, prin procedeele descrise, se utilizează suspensii stabilizate mai ales de argilă-ciment-bentonită.

La țevile cu manșete se pot întrebuința (fără restricții) suspensii, soluții de silicați sau de rășini sintetice. La țevile injectoare există riscul ca soluțiile cu viscozitate redusă să migreze în lungul țevii, pătrunzînd în strate cu permeabilitate mare, sau să ajungă la suprafață. Injectarea prealabilă a acestor strate ca suspensii de ciment-argilă, ce le-ar conferi o mare rezistență, ar împiedica pătrunderea ulterioară a țevilor pentru injectarea stratelor cu permeabilitate mică. În cazul forajului simultan cu injectarea pot fi utilizate și mortare stabilizate mai fluide, spre deosebire de celelalte procedee. În cazul injectării cu soluții chimice, este indicat ca în prealabil să se trateze stratele foarte permeabile cu suspensii și apoi cele mai puțin permeabile cu aceste soluții.

După cum a rezultat, injectarea rocilor necoezive necesită studii de laborator atente și tehnologii de lucru adecvate, care pot fi realizate de întreprinderi și personal specializat. Cu toate acestea, injectarea aluviilor are o mare aplicabilitate.

7.3. Injecții de consolidare-umplere (injecții de suprafață)

Aceste lucrări se execută în zonele superioare ale rocii, spre deosebire de injecțiile de etanșare, care de obicei sînt mai adînci. Se folosesc presiuni de injectare relativ reduse, datorită posibilității ieșirii cu ușurință a fluidului de injectare la suprafața terenului, în lungul fisurilor și porozităților. În cazul prezenței unui radier de beton al fundației construcției sau a unei umpluturi impermeabile argiloase (la diguri, baraje etc.) există pericolul unei deformații a acestora și a rocii, dacă presiunea de injectare depășește o valoare critică. Fluidul de injectare constă, de cele mai multe ori, dintr-o suspensie sau mortar cu bază de ciment, iar în cazuri speciale geluri de silicați, rășini sintetice. Se deosebesc trei astfel de lucrări, după scopul urmărit: de consolidare, superficială, de consolidare profundă și de umplere.

Injecțiile de consolidare superficială (legătură) se execută sub fundații existente sau la mică adîncime de la suprafața rocii. Scopul lor este de a reduce neomogenitatea și permeabilitatea stratului de rocă și de a asigura un contact bun cu fundația. Prin micșoarea vitezei de circulație a apei prin fisurile superficiale ale rocii se reduce și posibilitatea de antrenare a fracțiunilor slab coesive din rocă sau fundație. Adîncimea lor de injectare, dacă nu se urmărește și consolidarea mai profundă a rocii, nu depășește 3—5 m. La adîncimi așa de mici și presiunile de injectare trebuie să fie reduse. Pentru a putea mări totuși presiunea în scopul penetrării fluidului se folosesc diverse soluții constructive, cum și injectarea de pe un nivel mai ridicat al fundației (fig. 7.13), sau bulonarea rocii înainte de injectare la adîncimi care să depășească nivelul de injectare (fig. 7.14).

În rocile fin fisurate nu se execută o injectare propriu-zisă, exceptînd cazurile în care roca prezintă o alterare avansată, ci foraje pentru controlul omogenității rocii. Controlul se face folosind suspensii cu ciment foarte fin

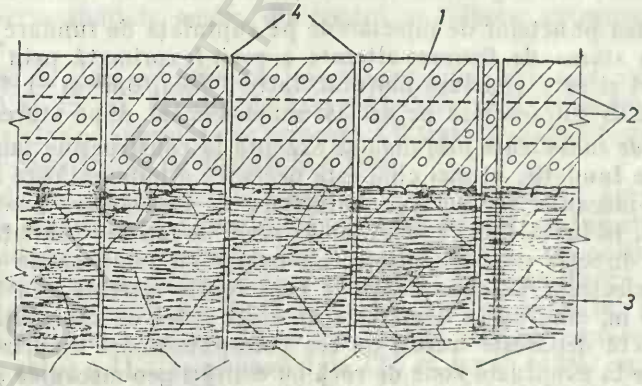


Fig. 7.13. Injectarea stratului superficial de rocă de pe nivel mai ridicat al fundației:
1 — fundația construcției constituind un strat de contrapresiune; *2* — lamele de beton; *3* — roca injectată la presiuni mai ridicate; *4* — foraje pentru injecție de consolidare superficială.

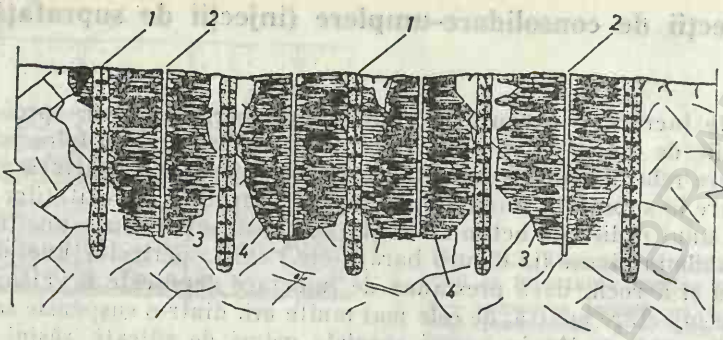


Fig. 7.14. Injectarea stratului superficial de rocă după o bulonare prealabilă :

1 — buloane de ancoraj cimentate cu lungime mai mare decît a forajelor de injecție ; *2* — foraje pentru injecții de consolidare superficială ; *3* — forma aproximativă a clopotului de presiune la care este solicitată roca în timpul injectării ; *4* — roca injectată la presiuni mai ridicate.

(cu atît mai fin cu cît presiunea este mai mică) sau soluții chimice cu viscozitate redusă și efect de consolidare (vol. I — cap. 5.6 și 5.8). O parte din injecțiile de consolidare superficială din apropierea voalurilor de etanșare de la baraje au și rolul de a consolida partea superioară a barajului, solicitată de gradienți de presiune cei mai ridicați.

Tratarea prin injectare a fundației nucleelor de argilă se execută prin foraje efectuate de pe suprafața rocii, după care se îndepărtează stratul superficial insuficient injectat. În unele cazuri s-a aplicat injectarea de pe un strat gros de argilă în perioada de întrerupere a umpluturilor. Acest mod de lucru este criticat pentru faptul că poate produce o deformare prin umflarea argilei (datorită pătrunderii fluidului de injectare la contactul argilei cu roca), sau că facilitează umezirea excesivă a argilei. Unele neajunsuri pot fi evitate controlînd sistematic deformațiile argilei și folosind un procedeu de forare uscat.

Densitatea punctelor de injectarede pe suprafața de fundare depinde de natura și de starea de fisurare-alterare a rocii (exprimată prin capacitatea de absorbție) și este cuprinsă obișnuit între 1 foraj/6m² și 1 foraj/16 m². Frecvența va fi diferențiată pe același amplasament după starea rocii.

Injecții de consolidare profundă se execută la construcțiile masive cu presiuni mari pe fundație, atunci cînd este necesară o îmbunătățire a caracteristicilor fizico-mecanice ale rocilor. Adîncimea de consolidare poate ajunge la zeci de metri, în funcție de caracteristicile rocii, de lățimea fundației, mărimea sarcinilor și direcția de transmitere. La baraje cu înălțime de peste 50 m, adîncimea injecțiilor de consolidare în rocă foarte alterată sau fisurată este între 7 și 20 m, cînd nu se urmărește un efect strict de suprafață. Suprafața de rocă tratată depășește uneori pe cea corespunzătoare amprizei fundației, extinzîndu-se la eventuale zone de rocă cu calități geo-mecanice slabe.

Pentru rocile stîncoase se folosește ca material de injectare cimentul (în cazuri speciale rășinile sintetice), iar pentru rocile necoesive se folosesc suspensii stabilizate de ciment-argilă, sau geluri „dure" de silicați (eventual rășini).

Efectul consolidării în roci stîncoase poate fi verificat prin investigaţii microseismice, încărcări de probă pe suprafeţe amenajate, sau în galerii experimentale sub presiune. S-a observat de regulă o creştere a vitezei de propagare a undelor microseismice cu 25—30%, a modulilor dinamici cu 40—50%, iar a modulilor statici cu circa 50%. Nu s-au efectuat determinări privind îmbunătăţirea rezistenţei la frecare, dar este de aşteptat ca aceasta să crească în rocile cu absorbţii mari de material. Îmbunătăţirea coeficienţilor geotehnici este cu atît mai evidentă cu cît fisurile rocii sînt mai lipsite de argilă şi cu cît permeabilitatea ei este mai mare. Ea este mai puţin semnificativă în roci argilizate sau cu permeabilitate redusă. În cazul primelor, pentru mărirea eficacităţii se aplică o spălare energică cu apă şi aer comprimat, prin foraje la mică interdistanţă. Folosirea de presiuni de injectare mai ridicate, care să comprime puternic argila sau să o străpungă cu materiale cu rezistenţă de frecare ridicată, chiar dacă provoacă uşoare deformaţii ale rocii, este adesea un procedeu eficient se tratare a acestor roci.

Tratarea rocilor foarte fisurate şi permeabile necesită uneori realizarea prealabilă a unor ecrane auxiliare pe conturul masivului ce se consolidează. Se folosesc presiuni reduse şi amestecuri cu viscozitate crescută. Masa de rocă se injectează după aceea cu suspensii şi mortare cu rezistenţă ridicată, cu viscozitate relativ scăzută şi la presiuni mari, funcţie de caracterul rocii şi de morfologia terenului. Ancorarea prealabilă, chiar fără pretensionare, permite şi ea un spor de presiune.

Densitatea găurilor de injecţie este în general mai mică decît în cazul consolidării superficiale, aceasta datorită în primul rînd presiunilor mai mari ce se pot aplica. În general densitatea este cuprinsă între 1 foraj/9 m^2 şi 1 foraj/20 m^2.

Injecţiile de umpere se execută cu scopul de a umple fisurile, crevasele, porozităţile mari din roca de fundaţie stîncoasă sau necoesivă, pentru a împiedica circulaţia apei şi deterioarea ulterioară a rocii.

În roci foarte permeabile injectarea se face la presiuni mici şi cu fluide ieftine, cu înlocuitori de ciment sau materiale inerte grosiere (nisip, cenuşă). În roci cu permeabilitate medie, din contră, se folosesc suspensii cu ciment şi inerte, fine.

Adîncimea la care se execută injecţiile de umplere este variabilă (de obicei între 5 şi 15 m), funcţie de caracteristicile rocii şi scopul urmărit. Dispoziţia forajelor pe suprafaţa ce urmează a fi tratată se stabileşte în funcţie de fisuraţia şi capacitatea de absorbţie a rocii.

Întrucît densitatea optimă de foraje nu poate fi stabilită apriori pentru fiecare zonă de rocă tratată, în cazul tuturor celor 3 tipuri de injecţii de consolidare, este indicat să se prevadă execuţia lucrărilor în cel puţin două faze de lucru succesive, micşorînd la fiecare nouă fază distanţa dintre forajele de injecţii executate. În cazul din fig. 7.15 pentru o reţea în patrat cu modulul iniţial de 4 m (densitate 1 foraj/16 m^2) se ajunge prin introducerea unui şir intermediar în etapa a II-a, la un modul de 2,83 m, iar în zonele cu rocă foarte fisurată permeabilă, în etapa III-a la 2 m, cu o densitate de 1 foraj/4 m^2. Acest mod de distribuţie a forajelor permite, în funcţie de rezultate, să se adopte o densitate a forajelor în funcţie de caracterul rocii şi totodată să se mărească presiunea de injecţie, pe măsura creşterii desimii forajelor.

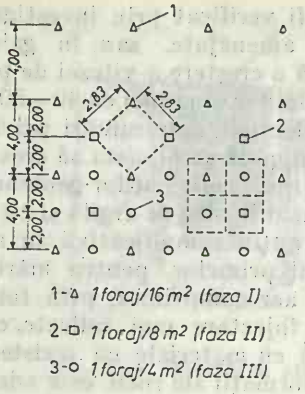


Fig. 7.15. Injecții de consolidare-umplere. Execuția lucrărilor în 4 faze succesive, diferențiate după frecvență în zonele de rocă fisurată sau alterată:
1 — foraje din faza I; *2* — foraje din faza II; *3* — foraje din faza III; *4* — foraje din faza IV.

O serie de construcții hidrotehnice din România (barajele Izvorul Muntelui, Poiana Uzu, Paltinul ș.a.) și din alte țări (barajele Castillon și Mt. Cenis — Franța; Alto Rebago — Portugalia; Prado — Spania, Grancearvo — Iugoslavia, lacul de acumulare Gallo-Matese din Italia; Cheban — Turcia), toate în exploatare, constituite exemple instructive pentru alegerea celei mai potrivite metode de injectare, cu scop de etanșare sau de consolidare.

7.4. Voaluri de etanșare

Construcțiile hidrotehnice de reținere a apei sînt prevăzute cu voaluri de etanșare ale căror funcțiuni principale sînt: reducerea debitului de infiltrație, reducerea pericolului de spălare a fracțiunilor de rocă fină, reducerea subpresiunii în fundația construcției, deplasarea suprafeței de aplicare a forțelor hidrodinamice și hidrostatice în părțile din amonte ale rocii de fundație, mărind stabilitatea acesteia.

În prezent nu se mai poate vorbi numai de voaluri de etanșare ca procedeu separat de tratare a rocii din fundația construcțiilor, ci de sistemul drenaj-voal, deoarece drenajul are o influență hotărîtoare asupra reducerii presiunii.

Se pot distinge două tipuri principale de voaluri: 1) voaluri sub construcțiile de retenție a apei (baraje, stații de pompare, centrale electrice, docuri, batardouri etc.) și 2) voaluri de versanți (fr: *voile au large*) situate în afara construcțiilor sau pe malul lacurilor de acumulare.

În funcție de poziție, voalurile pot fi verticale, înclinate sau orizontale (pentru prevenirea infiltrațiilor prin talpa excavațiilor), iar în ce privește durata lor se deosebesc voaluri *definitive* și *auxiliare* (folosite în perioada de construcție).

Pentru succesul lucrărilor de etanșare o importanță deosebită, în afară de modul de execuție, materiale, presiune etc. o are relația reciprocă voal-rocă și construcție-drenaj, cu alte cuvinte relațiile dintre natura și structura rocii, caracteristicile construcției, poziția voalului, poziția și tipul drenajului,

Natura rocii. În rocile stîncoase fisurația (și deci permeabilitatea) scade de obicei cu adîncimea. Voalurile de etanșare trebuie realizate pînă la roca cu permeabilitate redusă, dacă este posibil tehnic și justificat economic și se dorește reducerea maximă a infiltrațiilor și subpresiunii. În prezența unui orizont sau pachet de strate impermeabile constituit din roci impermeabile (marno-argile, șisturi argiloase, alternanțe dese de șisturi și gresii sau marno-calcare, șisturi cristaline compacte), voalul trebuie încastrat în aceste formațiuni dacă este posibil și economic.

În lucrările situate pe roci necoesive sau foarte alterate, elementul de etanșare trebuie să pătrundă în roca pat impermeabilă sau într-o intercalație argiloasă groasă și suficient de continuă; continuitatea se verifică în diverse direcții, prin sondaje, prospecțiuni geofizice etc.

Atît în rocile stîncoase cît și în cele necoesive trebuie ca prin injectare să se realizeze un coeficient de infiltrație redus în comparație cu roca înconjurătoare, în funcție de permeabilitatea rocii și condițiile amplasamentului. Voalul de etanșare trebuie completat cu un ecran de drenaj care să prevină imperfecțiunile posibile ale voalului și crearea de subpresiune în masivul de fundație.

Sînt frecvente cazurile în care permeabilitatea rocilor nu scade în adîncime sau nu la o adîncime la care să se poată ajunge în condiții economice. O perdea de etanșare care nu atinge nivelul rocilor impermeabile sau nu coboară suficient pînă în zona în care rocile sînt slab permeabile nu are eficacitate în ce privește reducerea subpresiunii. În astfel de situații efectul principal îl are drenajul, fir natural (în cazul rocilor foarte fisurate și permeabile), fie artificial prin crearea unui ecran de drenaj în rocile cu permeabilitate redusă.

În rocile cu permeabilitate foarte mare și adîncime nelimitată, funcția voalului de etanșare este de a reduce debitul de infiltrație la limite economic admisibile și care totodată să nu producă o eroziune a fracțiunilor fine din rocă. Împermeabilizarea se realizează prin injecții obișnuite de ciment-argilă (betonită), obținîndu-se o reducere considerabilă a coeficientului de infiltrație (ex. zeci de ori). Reducerea supresiunii este de regulă asigurată de efectul de drenaj al rocii foarte permeabile în aval de perdeaua de etanșare; este necesar totuși să se facă și un număr de foraje piezometrice pentru a controla subpresiunea și a lua eventuale măsuri (efectuarea de foraje de injecții sau drenaj suplimentare). În astfel de roci este uneori necesară executarea unor șiruri laterale de foraje injectate cu fluide cu viscozitate mare și ieftine, care să nu difuzeze la distanță mare (voal auxiliar) și la adăpostul cărora să se execute intercalat voalul principal (fig. 7.16).

Dacă însă la execuția fundației unei construcții, infiltrațiile de apă prin talpa excavației sînt foarte mari sau dacă (din contră) este necesară prevenirea pierderilor de apă prin cuveta permeabilă a unei acumulări (fig. 7.17) se adoptă execuția unui voal orizontal provizoriu sau definitiv printr-o rețea de foraje scurte la o anumită adîncime. Într-un mod similar se tratează excavații executate în strate aluvionare cu grosime foarte mare.

Un alt caz, relativ frecvent, îl constituie rocile slab permeabile (4—5L) cu adîncime nedifinită. În astfel de roci perdelele de etanșare au o slabă eficacitate asupra reducerii subpresiunii și micșorării debitului de infiltrație. În general este mult mai dificil și costisitor să se reducă permeabilitatea naturală

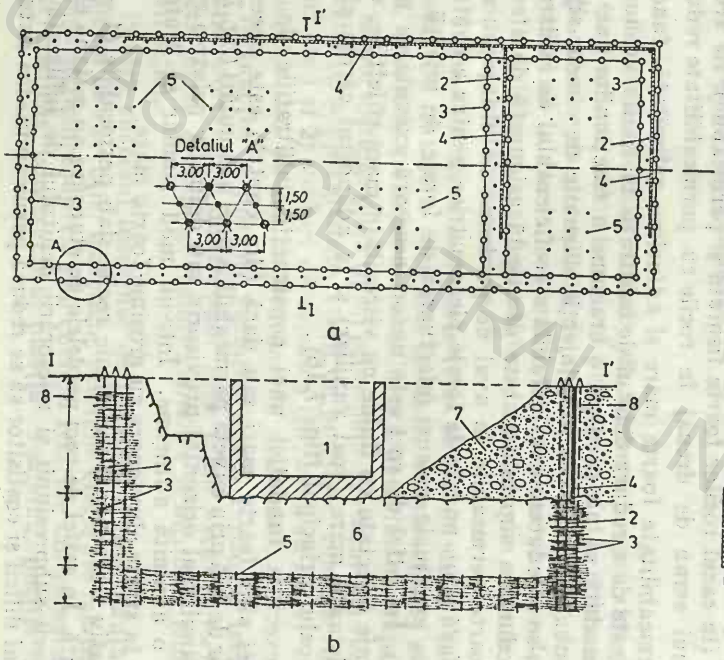


Fig. 7.16. Dispoziția voalurilor de etanșare în calcare permeabile și ecranului din panouri de beton în roci necoesive pentru execuția unui doc maritim :

1 — docul ; *2* — voalul principal în calcare cu foraje la interdistanță de 3 m ; *3* — voalul auxiliar cu foraje la interdistanță de 3 m tubate în aluvii ; *4* — ecran din panouri de beton adiacente (pereți mulați) în pietrișuri cu bolovani ; *5* — voal orizontal provizoriu (proiect) din foraje la distanță de 5—10 m ; *6* — calcare carstice ; *7* — aluvii și deluvii ; *8* — nivelul apei subterane ; *A* — detaliu de dispoziție a forajelor în voalul principal și auxiliar ; *a)* — plan ; *b)* — secțiunea *I—I'*.

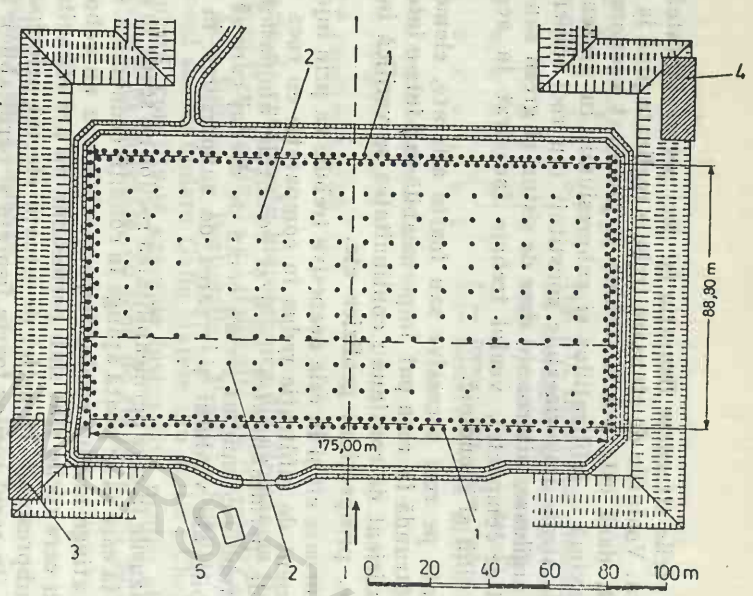


Fig. 7.17. Centrala Fessenheim. Amplasarea forajelor de injecție :

1 — voal lateral ; *2* — voal orizontal ; *3, 4* — centrala de injectare amonte și aval ; *5* — rigolă de colectare (după H. Cambefort).

a unei roci cu permeabilitate mică, pentru aceasta (fiind necesare injecții speciale, cu ciment foarte fin, rășini sintetice etc.) decît a rocilor cu permeabilitate ridicată, pentru care se folosesc materiale obișnuite (ciment-argilă). În rocile slab permeabile voalul de etanșare se reduce astfel la forajul pentru controlarea permeabilității naturale a rocii. Dispuse într-un mod convenabil, unele din ele pot deveni foraje de drenaj.

Controlul impermeabilității rocilor slab permeabile trebuie efectuat cu apă la o presiune superioară presiunii apei în viitorul lac ($1{,}5H...2H$ — vol. I cap. 5.7), dată fiind durata redusă a probei și posibilității spălării în timp a umpluturii coesive a fisurilor. O atenție specială se acordă detectării faliilor, zonelor de zdrobire și de alterare a rocii ce pot constitui căi de circulație și plane de subpresiune mărită sub construcție sau în aval.

Un alt caz frecvent întîlnit îl reprezintă rocile cu o permeabilitate variabilă atît pe orizontală cît și pe verticală, cînd dispoziția voalului și drenajului trebuie adaptată la particularitățile fiecărui amplasament. În aceste situații este necesară evaluarea pierderilor de apă posibile și a importanței lor economice, urmată de o eventuală explorare amănunțită a planului voalului. Se urmărește în acest mod identificarea caracteristicilor permeabilității fiecărei zone în parte și tratarea lor diferențială. Zonele foarte permeabile se vor injecta în funcție de importanța lor ; cele mai puțin permeabile, după control, vor fi drenate. Dacă zonele permeabile se găsesc la o oarecare adîncime sub fundație, în funcție de importanța lor asupra debitului și stării rocii se vor injecta sau drena folosind foraje mixte (fig. 7.18). Sectoarele slab permeabile la suprafață vor fi și ele drenate. În orice caz voalul va fi dispus zonat ca suprafață și ca densitate, în funcție de permeabilitatea constantă.

Calcarele carstificate sau alte roci în care există importante goluri de dizolvare (dolomite, cargneul etc.) necesită o impermeabilizare pe toată grosimea formațiunii.

Existența faliilor complică de obicei situația în orice feluri de roci, întrerupînd continuitatea formațiunii impermeabile (fig. 7.19) sau creînd

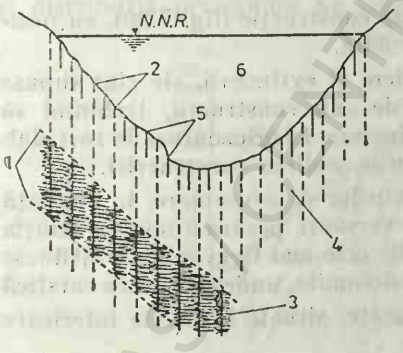


Fig. 7.18. Voalul de etanșare și drenajul în cazul existenței zonelor cu permeabilitate ridicată la adîncime :
1 — zona foarte permeabilă ; *2* — foraje mixte, pentru injecții și drenaj ; *3* — zonă injectată ; *4* — zonă drenată ; *5* — injecții de consolidare superficială ; *6* — corpul barajului.

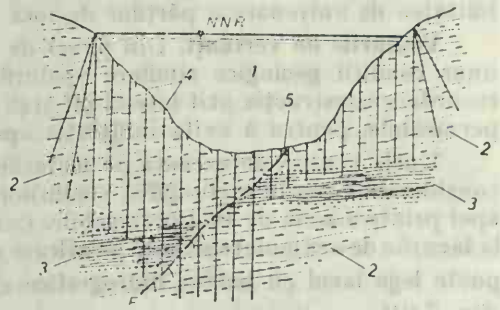


Fig. 7.19. Formarea de căi preferențiale a infiltrațiilor în lungul faliilor și întreruperea continuității unor roci impermeabile :
1 — corpul barajului ; *2* — gresii în plăci și bancuri ; *3* — șisturi argiloase impermeabile ; *4* — foraje din voalul de injecții oprite în stratul de șisturi și prelungite în zona faliei ; *5* — plombă ; *F* — falie principală însoțită de zonă de zdrobire în gresii.

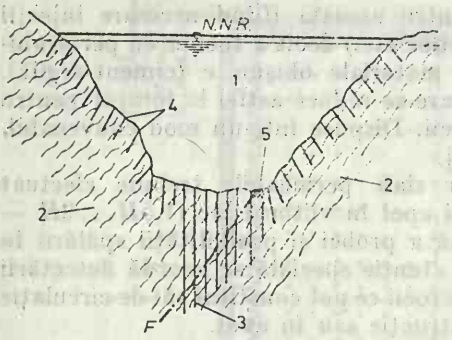


Fig. 7.20. Întreruperea continuității unei formațiuni slab permeabile de către falii și tratare a acestora :

F — falie principală, *1* — corpul barajului ; *2* — șisturi slab permeabile ; *3* — foraje pentru injectarea faliei ; *4* — injecții de consolidare superficială ; *5* — plombă de beton.

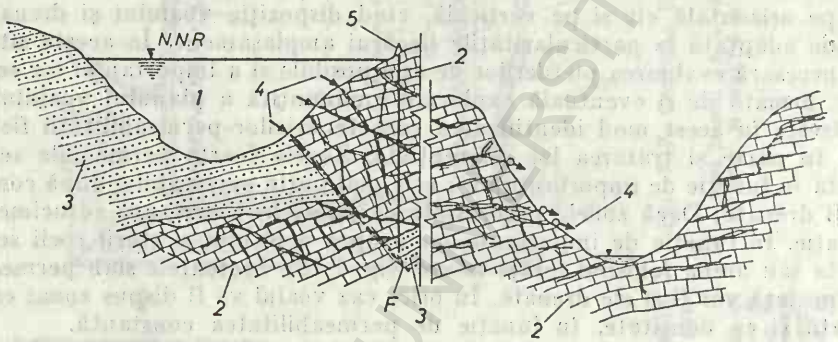


Fig. 7.21. Voal de versant pentru prevenirea infiltrațiilor dintr-un lac de acumulare situat în calcare carstice :

1 — lacul de acumulare ; *2* — calcare carstice ; *3* — gresii și șisturi impermeabile ; *4* — puncte de infiltrație și exfiltrație în calcare ; *5* — voal de versant pînă la gresii impermeabile.

de căi suplimentare de circulație a apei pe sub construcție (fig. 7.20), cu posibilitatea de antrenare a părților de rocă zdrobite.

Voalurile de versanți. Din punct de vedere al extinderii, ele sînt supuse unor condiții geologice similare voalurilor de sub construcții, trebuind să racordeze construcția atît lateral cît și în adîncime, cu orizonturi de roci slab permeabile, pentru a evita infiltrația apei prin ocolirea construcției.

Unele voaluri se execută pe malurile lacurilor de acumulare, la distanță considerabilă sau în prelungirea voalurilor de versanți, pentru a opri infiltrația apei printr-o zonă de roci permeabile. Cazurile cele mai frecvente se întîlnesc la lacurile de acumulare situate pe calcare sau dolomite, unde eroziunea carstică poate lega lacul cu bazine hidrografice alăturate, situate la nivele inferioare (fig. 7.21).

Terasele alcătuite din depuneri aluviale permeabile, al căror par impermeabil se situează sub nivelul acumulării și leagă două văi apropiate pot constitui și ele căi de producere a unor pierderi de apă din lac (fig. 7.22). Faliile situate în umerii barajelor constituie căi de infiltrație care necesită lucrări de impermeabilizare (fig. 7.23).

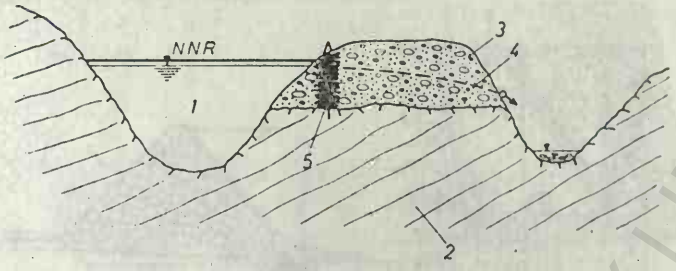


Fig. 7.22. Voal de versant pe malul unei acumulări împotriva infiltrațiilor printr-o terasă profundă :

1 — lacul de acumulare, *2* — roci impermeabile ; *3* — terasă sub nivelul normal de retenție ; *4* — curba de infiltrație fără voal : *5* — voal de versant.

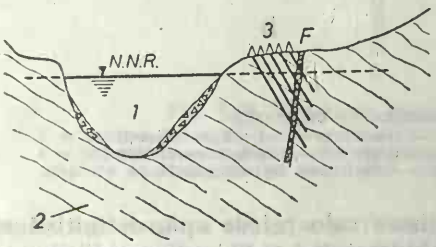


Fig. 7.23. Voal de versant pentru injectarea unei falii din masivul de reazem al unui baraj :

1 — corpul barajului ; *2* — roci competente impermeabile ; *3* — voal de versant cu foraje înclinate spre falie ; *F* — falie principală făcînd legătura lacului cu bieful aval.

Geomorfologia zonei amplasamentului sau a malurilor lacului de acumulare influențează poziția voalului. Crestele înguste de rocă ce despart bazine de acumulare de bieful aval necesită de asemenea etanșarea și/sau drenarea (fig. 7.24).

Caracteristicile construcției condiționează și ele dispoziția voalului. Este vorba de înălțimea construcției, dimensiunea radierului fundației, mărimea și distribuția presiunilor pe rocă de fundație, condițiile de exploatare etc.

Fig. 7.24. Creste înguste ce limitează lacurile de acumulare necesită uneori voaluri de versanți :

1 — lacul de acumulare Sadu (proiect) ; *2* — valea Sădișoara afluent perpendicular al Sadului ; *3* — valea Sadului (bieful aval) ; *4* — voal de versant ; *5* — barajul Sădișoara ; *6* — voal etanșare ; *7* — injecții de consolidare superficială

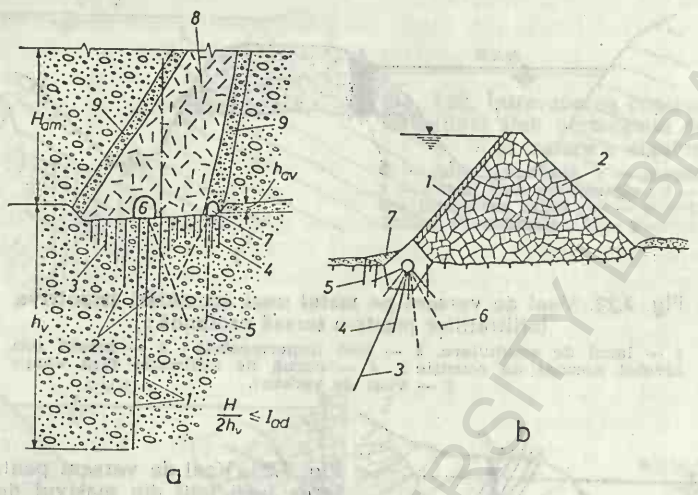


Fig. 7.25. Baraj de anrocamente cu mască :
1 — mască ; *2* — anrocamente ; *3* — voalul profund ; *4* — injecții de consolidare a voalului ; *5* — injecții de consolidare superficială a rocii ; *6* — foraje de drenaj ; *7* — umplutură impermeabilă.

La construcțiile hidrotehnice, înălțimea coloanei de apă, definitivă sau provizorie, determină mărimea presiunii hidrostatice și hidrodinamice ce acționează asupra rocii de fundație (deci asupra voalului), debitului de infiltrație, cît și vitezei de intrare a apei în sistemul de drenaj. De aceea, grosimea și adîncimea perdelei vor fi stabilite și în funcție de înălțimea coloanei de apă. Astfel, barajele înalte necesită un număr de șiruri suplimentare de foraje în voal și o distanță între foraje într-o oarecare măsură, pentru a se obține un grad de impermeabilitate mai ridicat. Astfel, pentru baraje cu înălțimi mai mari de 50—75 m permeabilitatea admisă este de 1 L (Lugeon), față de 5 L pentru baraje de numai 20 m înălțime sau pentru acele porțiuni ale voalului barajelor înalte supuse la presiuni de același ordin.

Pentru alegerea numărului suplimentar de șisturi se admit gradienți maximi de presiune variabili în cuprinsul voalului, în funcție de tipul radierului (beton sau argilă) de natura rocii, numărul de șiruri etc. Gradienții cei mai mari se creează însă la partea superioară a perdelei de racord cu construcția ; în adîncime presiunea scade. De aceea nu toate șirurile de foraj trebuie executate la adîncimea maximă, ci diferențiat, în funcție de variația presiunii (fig. 7.25). Adesea la partea superioară sînt suficiente unul sau mai multe șiruri scurte de consolidare superficială a voalului sau îndesirea injecțiilor de consolidare în apropierea voalului (fig. 7.26).

Adîncimea voalului (h_v) este influențată, de asemenea, de înălțimea viitoarei coloane de apă (H) și aceasta cînd nu există un nivel de roci impermeabile. Au fost elaborate diverse relații pentru aceasta $\left(\text{de ex. } h_v = \frac{2}{3}H ; h_v = \frac{1}{2}H \cdot 10\right)$, dar caracteristicile rocii și economicitatea lucrării sînt deter-

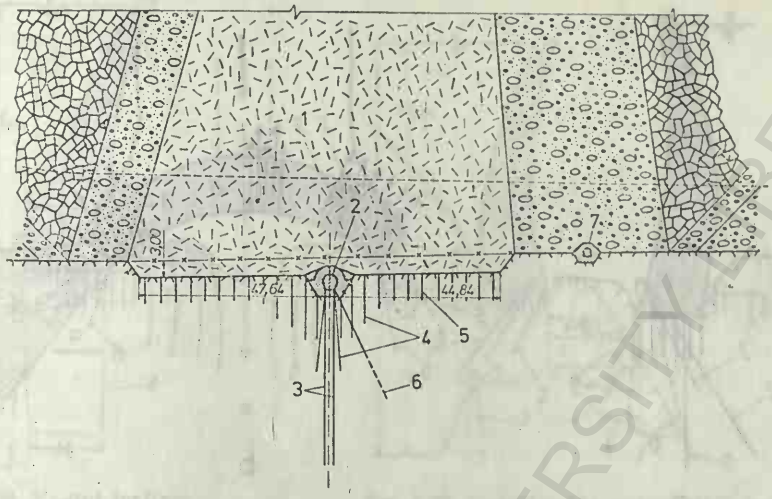


Fig. 7.26. Voalul de etanşare la barajul Rîul Mare:
1 — nucleu de argilă ; *2* — galerie de injecţie ; *3* — voalul profund (2 şiruri) ; *4* — injecţii de consolidare superficială a voalului ; *5* — injecţii de consolidare — umplere executate de pe rocă ; *6* — foraje de drenaj ; *7* — galerie de drenaj.

minate, aşa cum s-a arătat sus. Reamintim că adîncimea activă de infiltraţie în condiţiile unui gradient hidraulic iniţial într-un teren permeabil omogen cu adîncimea nelimitată depinde direct de înălţimea retenţiei *H*. Tot presiunea apei este cea care poate iniţia eroziuni interne sau externe ale rocii, prin depăşirea gradienţilor critici. Mărimea acestor gradienţi depinde şi de natura terenului (cap. 4, vol. I). Fenomenul este periculos îndeosebi în roci slab coesive, aluvionare sau chiar stîncoase, zdrobite, în zone tectonizate sau afectate de alterare profundă. Un voal de etanşare prevăzut la o adîncime care se reducă gradientul critic de antrenare la limita admisibilă, combinat cu un drenaj corespunzător, este una dintre cele mai indicate soluţii în astfel de situaţii.

În funcţie de presiunea coloanei de apă se stabilesc şi materialele folosite la injectare. Astfel, în cazul presiunilor ridicate se folosesc de preferinţă fie suspensii cu ciment preponderent, fie geluri tari de silicaţi, fie răşini dure.

Tipul construcţiilor, lăţimea radierelor de fundaţie, mărimea şi modul de distribuire a eforturilor în roca de fundaţie au, de asemenea, o influenţă determinată asupra dispoziţiei voalului şi drenajului. În cazul barajelor sau altor construcţii masive de beton, radierele late (baraje de greutate cu pile şi radier) permit reducerea numărului şirurilor de foraje ale voalului (radierul însuşi constituind un element de reducere a infiltraţiilor) şi executarea, totodată, a unui ecran multiplu de drenaj. Adîncimea de infiltraţie la care se mai produce curgerea apei depinde şi de lăţimea radierului fundaţiei (vol. II cap. 5.5). Radierele mai înguste, în special la barajele în arc, necesită dispoziţii deosebite ale voalului şi drenajului, datorită concentrării eforturilor pe talpa de fundaţie şi spaţiul disponibil redus. În sarcină normală (lac plin) se droduce o concentrare a eforturilor la piciorul aval, iar la cel amonte o deschi-

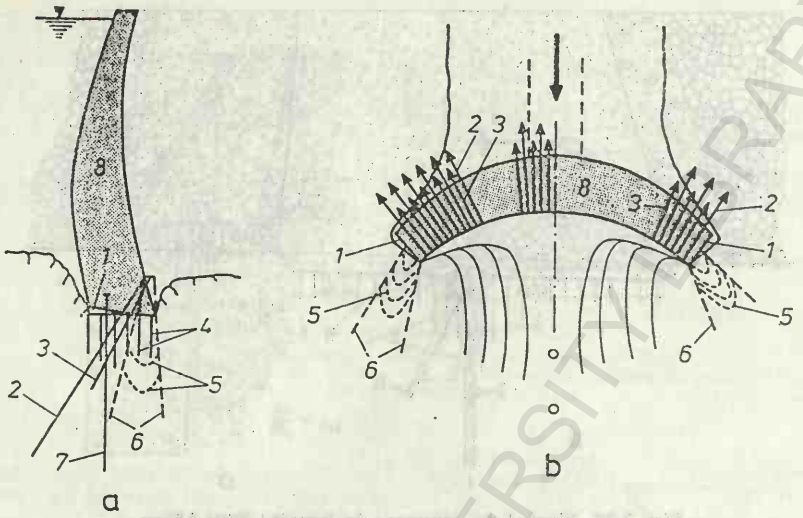


Fig. 7.27. Poziția voalurilor la barajele în arc:

a) secțiune: *1* — rost deschis ca urmare a eforturilor de tensiune; *2* — poziție corectă a voalului; *3* — foraje de consolidare a voalului; *4* — injecții de consolidare superficială a rocii; *5* — concentrarea eforturilor la piciorul aval (izobare) cu efect de etanșare prin închiderea fisurilor; *6* — poziția corectă a forajelor de drenaj; *7* — poziția greșită a voalului; *b)* secțiune orizontală: *8* — corpul barajului.

dere a rostului de fundație ca urmare a eforturilor de tensiune ce apar în această zonă (fig. 7.27). De aceea, voalul nu va fi amplasat la piciorul amonte ci înclinat spre amonte, într-o poziție care să nu intercepteze eventuala deschidere a rostului de fundație (fig. 7.27). Mărimea acestuia depinde de eforturile de tensiune rezultate. Situarea voalului în amonte ar însemna astfel secționarea lui în punctul cel mai nevralgic și scoaterea sa din funcțiune. Fenomenul este mai pronunțat la barajele care au curbura simplă (cilindrice) și mai redus la cele cu dublă curbură. Pe de altă parte, concentrarea eforturilor la piciorul aval crează tendința de închidere a fisurilor, în această parte formîndu-se adevărate ecrane impermeabile ce măresc subpresiunea sub baraj.

Datorită radierului mai îngust și rostului deschis în amonte, gradientul de presiune pe talpa de fundație crește considerabil, ceea ce face necesară executarea de foraje de consolidare a voalului pe porțiunea lui superioară (fig. 7.28 și 7.29) și injecții de consolidare superificială a rocii. Drenajul trebuie să aibă el o dispunere adecvată acestor condiții, după cum vom vedea mai departe.

La construcțiile de reținere a apei, radierele înguste expun roca de fundație (fisurată sau granulară), la forțe volumice deosebit de mari — produse de apa de infiltrație — proporționale cu gradientul creat la talpa de fundație. În aceste condiții un voal vertical prelungește barajul în roca de reazem, iar rezultanta presiunii aplicată pe voal micșorează stabilitatea acesteia. Pentru a mări stabilitatea rocii se adoptă o poziție înclinată a voalului, iar unde este cazul se fac injecții de umplere pe taluzul amonte al excavației. Această opțiune este deosebit de necesară pentru versanții cu rocă fisurată sau faliată,

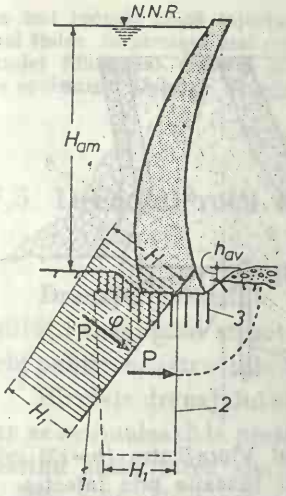


Fig. 7.28. Voalul înclinat în amonte contribuie la stabilitatea rocii de fundație spre deosebire de cel vertical:

1 — voal înclinat; *2* — poziția greșită veritcală a voalului; *3* — injecții de consolidare superficială și umplere; *H* — înălțimea retenției; H_1 — presiunea la partea inferioară a voalului; *P* — rezultanta presiunei pe voal; — unghiul de înclinare al voalului după care se orientează componenta de stabilizare.

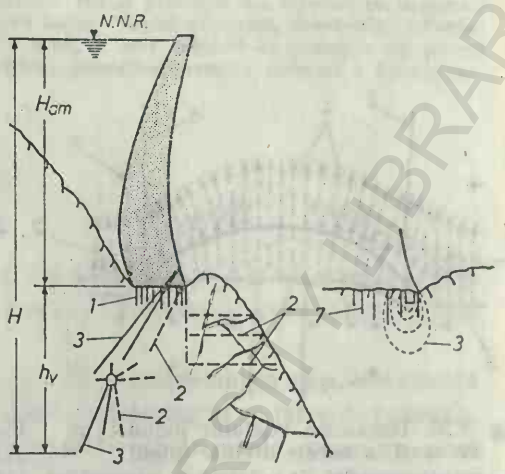


Fig. 7.29. Consolidarea superficială a voalului și drenajul rocii pe versanți la barajele în arc:

1 — injecții de consolidare superficială; *2* — foraje de drenaj; *3* — voal.

unde nivelul aval al apei este foarte scăzut și din această cauză presiunea pe voal crește considerabil odată cu gradientul la care este supus voalul iar drenajul rocii este strict necesar (fig. 7.29). În cazul barajelor înalte, pentru a deplasa voalul cît mai în amonte sînt necesare galerii pe versanți, amplasate astfel ca să permită prelungirea voalului înclinat și a ecranului de drenaj (fig. 7.30) pînă la adîncimea necesară stabilită prin calculele de stabilitate.

O situație similară o prezintă barajele fără radiere sau cu radiere foarte înguste, de tipul baraje cu pile sau contraforți fără radiere, cu bolți multiple sau anrocamente cu mască beton, la care solicitările voalului sînt de asemenea mari. Perdeaua de etanșare trebuie și în aceste cazuri consolidată la partea superioară, lipsind injecțiile de consolidare superficială care se fac în lungul unui radier lat. Gradul de impermeabilitate obținut după injectare trebuie să fie mai ridicat decît la barajele cu radiere, în condiții egale.

La barajele cu nucleu (v. fig. 7.26) sau ecran de argilă, voalul de etanșare are scopul să reducă circulația la suprafața de fundare a argilei, să reducă în limite admisibile pentru roci argiloase gradienții pe presiune ce se formează la cota de fundare, iar în anumite condiții geologice (nivel impermeabil apropiat) să reducă subpresiunea pe fundație. Întrucît injecțiile de consolidare sînt

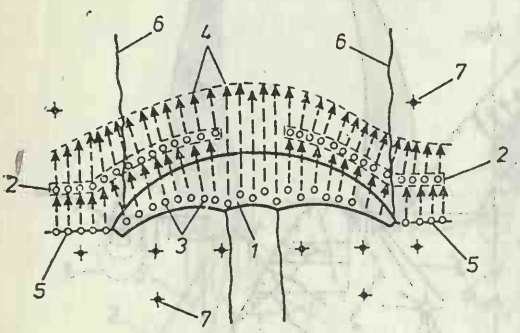


Fig. 7.30. Dispoziția voalului înclinat pe versanți la baraje arcuite (plan):
1 — corpul barajului; *2* — galerii în versanți; *3* — foraje înclinate de la piciorul aval al barajului; *4* — foraje înclinate din galerii; *5* — voal de versant înclinat spre amonte; *6* — conturul lacului; *7* — foraje piezometrice.

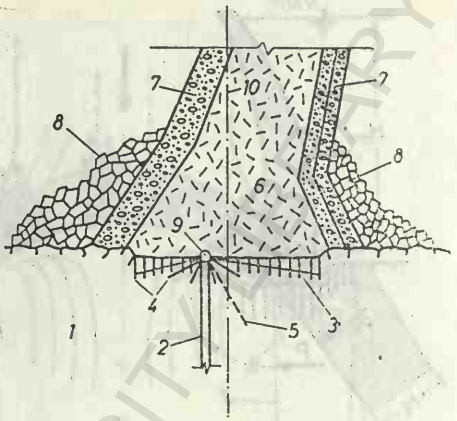


Fig. 7.31. Barajul Vidra/Lotru (h=121 m) Tratarea rocii de fundație prin injectare:
1 — gnaise de Vidra; *2* — voal de etanșare constituit din 2 șiruri de foraje (h=60; 50; 40 m) de injecție și foraje de control mediane; *3* — injecții de consolidare superficială executate de pe suprafața rocii de fundare; *4* — injecții de consolidare superficială executate înclinat din galeria de injecții; *5* — foraje de drenaj; *6* — nucleu de argilă; *7* — filtre; *8* — anrocamente; *9* — galeria de injecții și drenaj; *10* — axa barajului.

efectuate de pe suprafața rocii, este foarte util ca pentru consolidarea părții superioare a voalului și umplerea fisurilor pînă la contactul cu argila să se execute foraje suborizontale din galeria de injecție, așa cum s-a procedat la barajul Vidra-Lotru (fig. 7.31).

Un alt aspect ce trebuie luat în considerare la execuția voalului de etanșare este cel al încărcării rocii ce se injectează. Deși în general, este suficientă încărcarea rezultată din fundația construcției sau din alte materiale impermeabile pentru a permite presiuni de injectare mai ridicate la tronsonale superioare, încărcarea nu trebuie să depășească o valoare critică care ar putea determina închiderea parțială a fisurilor sau porozităților (la rocile necoesive). Mărimea încărcării se deduce din încercările de compresibilitate a rocii și de regulă ea nu trebuie să depășească decît în cazuri excepționale 15—20 m (4—5 daN/cm²), funcție de caracteristicile rocii.

Ca exemplu de aplicare a diverselor soluții de impermeabilizare (voal principal, voal auxiliar orizontal, ecrane de beton) și injecții de consolidare-umplere vom menționa cel al unei incinte la un doc situat pe calcare.

Etanșarea s-a realizat prin executarea unui voal perimetral, completat cu un ecran din panouri tangente în partea acoperită de depuneri aluviale și deluviale (v. fig. 7.15). Roca era constituită din calcare carstificate și fisurate. Pentru a preveni infiltrații prin talpa excavației s-a propus executarea unui voal de fund orizontal, provizoriu. Voalul de etanșare s-a realizat dintr-un voal auxiliar alcătuit din două șiruri de foraje executate inițial și un voal principal format dintr-un singur rînd de foraje situate în poziție mediană față de șirurile auxiliare. Forajele inițiale au fost injectate prin tuburi cu manșete cu suspensii stabilizate de ciment cu diatomită măcinată (cu viscozitate mare) sau cu mortare termice din ciment-nisip-diatomită. Cantitățile de suspensie au fost limitate la circa 2 m³/m foraj, iar presiunile

au fost reduse. După injectarea voalului auxiliar, voalul principal s-a injectat cu suspensii mai fluide, la presiuni mai mari folosind pakere balon. Voalul orizontal, provizoriu, ulterior anulat funcțional datorită absorbțiilor foarte mari, a fost înlocuit cu pompaje din puțuri de epuisment. Debitele de infiltrație au fost reduse, permițînd execuția normală a fundațiilor.

7.5. Drenajul rocii de fundație

Drenajul constituie, uneori, o măsură hotărîtoare pentru asigurarea stabilității sistemului structură-teren de fundare. Precizarea este valabilă îndeosebi pentru construcțiile hidrotehnice.

Efectele drenajului sînt multiple : 1) reduce subpresiunea apei care circulă sau se acumulează la presiune în fisurile sau porii rocilor și pe talpa de fundație, mărind stabilitatea sistemului suprastructură-rocă în unele cazuri cu pînă la 50% ; 2) colectează apa care circulă prin masa rocii (fig. 7.32) și reduce umiditatea rocii, îmbunătățind rezistența de frecare pe fisurile masivului ; 3) previne antrenarea de fracțiuni fine din sectoarele cu rocă alterată situate în aval, cînd este prevăzut cu filtre inverse ; 4) controlează funcționarea voalului și comportarea fisurilor sau a porozității neinjectate, indicînd eventuale creșteri de debit și necesitatea unor măsuri suplimentare de impermeabilizare ; 5) ajută la efectuarea analizei cantității de suspensie necesare și a compoziției chimice a apei drenate și astfel a stabilității chimice a voalului de etanșare.

În mediu permeabil omogen, nelimitat, drenul concentrează liniile de curent, în timp ce voalul de etanșare numai le deviază (fig. 7.32). Prin reducerea potențialului curgerii în partea aval a fundației, drenajul rocii îmbunătățește stabilitatea fundației spre deosebire de voal. În același timp drenul are și un efect de consolidare, întrucît forțele volumice de infiltrație sînt

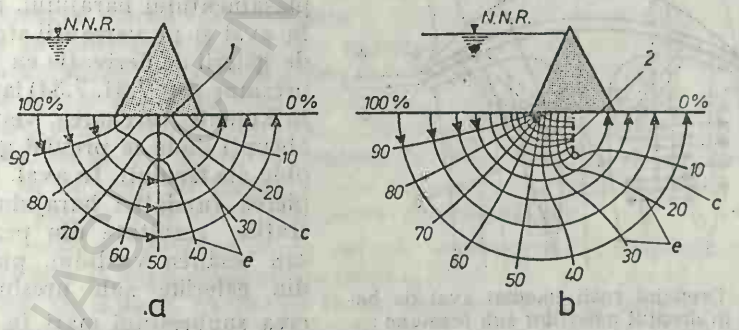


Fig. 7.32. Reducerea subpresiunii pe fundație în cazul barajelor prevăzute cu voal sau drenaj amplasate pe roci omogene cu permeabilitate nelimitată :

a — prevăzute cu voal de etanșare ; *b* — cu drenaj (concentrarea liniilor de curent) ; *1* — voal ; *2* — drenaj ; *NNR* — nivel normal de retenție.

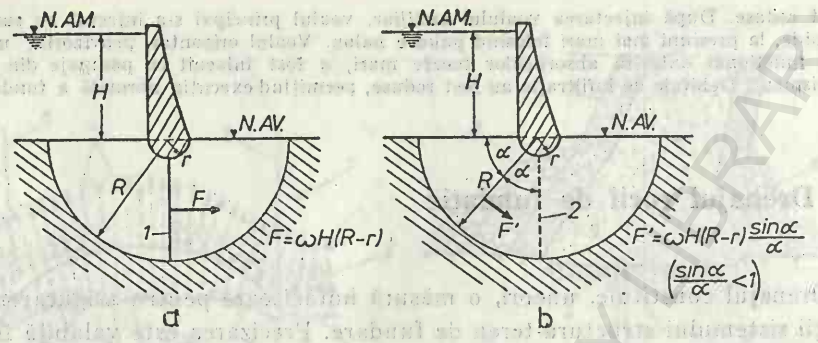


Fig. 7.33. Rezultanta presiunii apei acționînd asupra unui voal vertical perfect *(a)* și a forțelor volumice ale apei de infiltrație acționînd *(b)* asupra rocii prevăzute cu drenaj perfect, în fundația barajelor:
1 — voal; *2* — drenaj; *F, F* — rezultanta forțelor (după Sabarly).

orientate în jos sau în poziția subverticală (fig. 7.33). În cazul voalului vertical încastrat în rocă etanșă forța hidrostatică acționează perpendicular pe voal ca o prelungire subterană a barajului, spre deosebire de cazul în care voalului i s-a dat poziție înclinată spre amonte (fig. 7.28).

Drenajul poate fi realizat prin ecrane din foraje, iar în cazul barajelor și prin galerii (v. fig. 7.5, 7.27, 7.29). Drenajul are efecte favorabile și la barajele cu element de etanșare din argilă sau amplasate pe roci stîncoase sau aluvionare (fig. 7.25), unde împiedicarea circulației apei sub nucleu de argilă este esențială. Astfel de soluții sau adoptat la baraje foarte înalte așezate pe roci stîncoase ca Vidra-Lotru (fig. 7.31) cu înălțime de 121 m și Rîul Mare (fig. 7.26) cu înălțimea de 170 m.

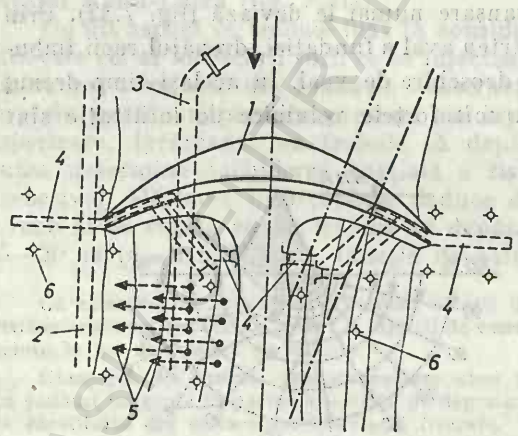


Fig. 7.34. Drenajul rocii imediat aval de baraje și în dreptul galeriilor sub presiune:
1 — baraj; *2* — galerie de derivație sub presiune; *3* — galerie de golire; *4* — galerie de drenaj (și parțial pentru injecții) aval betonată numai local; *5* — foraje de drenaj suplimentare înclinate în dreptul galeriilor sub presiune; *6* — foraje piezometrice; *f* — falii.

Drenarea rocii trebuie realizată în unele cazuri în afara amplasamentului barajului, mai ales în aval și pe versanții străbătuți de galerii de derivație cu apă sub presiune (fig. 7.31, 7.34) iar uneori în amonte (drenarea versanților abrupți unde se prevăd goliri rapide ale lacului). În aval, în apropierea fundației barajului, infiltrațiile rezultate din percolarea sau ocolirea voalului, precum și din galeriile sub presiune pot crea supbresiuni mari în fisurile din taluzele versanților, favorizînd surparea versanților abrupți sau inițiind alunecări pe pante.

Pentru evitarea acestor situații se execută perdele de drenaj pe ambele maluri ale văii, la nivele alese în funcție de înălțimea retenției, situația geomorfologică, structura geologică și hidrogeologică, caracteristicile construcției etc. În aceste cazuri sînt indicate galeriile de drenaj (căptușite numai în porțiunile de rocă dezagregată), completate cu foraje ascendente verticale, subverticale sau orizontale. Galeriile permit o extindere a perdelei de drenaj în interiorul versanților, iar combinarea cu foraje mărește eficacitatea. Galeriile pot fi executate cu o ușoară înclinare pe versanți pentru scurgerea apei, eventual combinate cu galeriile de injecții. La barajele înalte se execută de obicei la 1/3 și 2/3 din înălțime și la distanțe de 30—60 m între galerii, ținînd seama de posibilitățile limitate de executarea forajelor ascendente. Forajele ascendente sînt mai eficace pentru reducerea subpresiunii, datorită posibilității de interceptare și colectare a fisurilor, descărcînd presiunea în punctele cele mai inferioare.

La barajele cu radiere late (beton de greutate etc.) sînt necesare, de regulă, două perdele de drenaj. La barajele de anrocamente este necesar ca versanții să fie eliberați de depozitele argiloase deluviale slab permeabile înainte de efectuarea umpluturilor, pentru a permite un drenaj natural eficace (și pentru a se evita tasările). În prezența unor roci dezagregate, înainte de depunerea anrocamentelor se acoperă roca cu un filtru invers din pietriș-nisip, pentru a împiedica antrenarea fragmentelor fine de rocă și a menține în același timp un drenaj activ al fundației. Pentru barajele înalte de acest tip este necesar și un drenaj sistematic în adîncime a versanților, pentru a evita crearea de subpresiuni mari sub talpă sau în aval.

Drenajul trebuie asigurat și la construcțiile auxiliare ale barajelor, (cum sînt casele vanelor, galeriile de golire), sau la clădirile centralelor adiacente atît în jurul lor cît și în versantul pe care sînt amplasate.

În cazul rocilor slab permeabile, în care drenajul este esențial, forajele de control, care se execută de regulă pe traseul voal, pot fi transformate în foraje de drenaj, chiar dacă unele segmente vor trebui injectate.

În ce privește distanța dintre forajele de drenaj, nu sînt reguli precise, dar la roci omogene distanța de $H/20$ poate fi considerată suficientă (H constituind coloana efectivă de apă la care este solicitat sistemul de drenaj). Totuși sînt necesare calcule de verificare a capacității de descărcare a debitului maxim de infiltrație realizat prin sistemul de drenaj adoptat. În acest scop, în faza de studii se execută probe de absorbție prin pompare de apă într-o linie de foraje și se determină debitul și presiunea într-o altă linie paralelă de foraje, pentru verificarea capacității de drenaj. Din calculele de verificare rezultă și diametrul optim al forajelor. Pentru a împiedica o eventuală colmatare se va alege un diametru care să asigure o viteză redusă a infiltrației în dren, pentru a se evita antrenarea granulelor fine.

În rocile cu permeabilitate redusă, completarea drenajului prin foraje se poate face și după umplerea parțială a lacului. Se procedează ca și în cazul voalurilor de injecții, executînd foraje intermediare suplimentare, pînă cînd subpresiunea măsurată se reduce la valori acceptabile, menținînd debitul și calitatea.

Forajele se echipează de la început cu dispozitive de închidere rapidă (ventile duble, presetupă) și de măsurare a presiunii și a debitului apei.

Lucrările de drenaj în roca de fundație prin foraje și galerii le sînt afectate în ultimul timp volume din ce în ce mai mari față de cele de etanșare.

Dimensiunile ecranului de drenaj se stabilesc în funcție de natura și structura rocii, geomorfologia amplasamentului și debitul de infiltrație. La barajele executate în roci masive sau cu poziție subverticală a formațiunilor geologice, drenajul a necesitat un volum mai mare de lucrări, între 33 și 39% din lungimea lucrărilor de etanșare.

La amplasamentele cu morfologia caracterizată prin versanți abrupți (raport lungime coronament/înălțime egal cu 1,5) lungimea forajelor de drenaj ajunge la 38...72% din cele de injecție.

Pentru a avea un efect cît mai bun, atît forajele de drenaj cît și cele pentru injecții trebuie să intercepteze un număr cît mai mare de fisuri, falii, plane de stratificație (plane de foliație). Poziția optimă se determină pe baza reprezentărilor grafice de microstructură și poate fi precizată chiar cînd lacul este parțial plin, prin încercări în direcții variate, alegîndu-se în final cea mai eficace.

Forajele de drenaj sînt mai ieftine decît cele de injecție (diferența este mai mică la forajele ascendente), neavînd de obicei nevoie de o amenajare deosebită.

Forajele de drenaj prezintă și unele neajunsuri, din care cel mai important este procesul de colmatare, care face necesară curățirea periodică și adeseori o refacere a lor. Colmatarea se produce ca urmare a depunerii de granule fine în fisuri, în jurul filtrelor sau chiar în foraje. Alteori pe fisuri sau pe filtrele forajului de depune prin precipitare carbonat de calciu din apa de infiltrație. Colmatarea poate să se producă și datorită depunerii pe fisuri sau pe filtre a unor alge, mai ales feruginoase. La forajele executate ascendent procesul de colmatare este mai lent, datorită vitezei mai mari de scurgere a apei. În timpul iernii există pericolul înghețării gurii forajului, blocînd efectul de drenaj. Din acest motiv sistemul de drenaj alcătuit din galerii și foraje ascendente este superior.

Procesul de colmatare acționează simultan asupra drenajului și asupra voalului, putînd avea însă intensități diferite. Din acest motiv, scăderea debitului de infiltrație al forajelor de drenaj ca urmare a colmatării nu poate fi estimată anticipat. Numai prin executarea unei rețele de foraje piezometrice distribuite judicios în amonte și după voal, în amonte și după fiecare ecran de drenaj (la diverse nivele) și analiza măsurătorilor efectuate se pot trage concluzii edificatoare asupra funcționării drenajului și voalului (v. fig. 7.34), cum și asupra necesității unei intervenții în vederea completării sau remedierii lor.

7.6. Ecrane de etanșare

Ecranele de etanșare, numite și *pereți mulați*, sînt pereți continui, realizați în roci necoesive acvifere sau care urmează a fi inundate, obținuți prin înlocuirea unei părți din rocă cu un material impermeabil. Înlocuirea se face prin săparea unei tranșee sub protecția unui noroi ce menține pereții. Ca

materiale de umplutură se folosesc beton obișnuit, beton argilos, argilă, fluide cu ciment și argilă etc.

Spre deosebire de voalurile de etanșare, la care fisurile sau porii rocilor sînt umpluți neomogen, la ecranele de etanșare se realizează o omogenitate și o continuitate a materialului ce constituie ecranul, deși uneori și acesta poate avea goluri la rosturile de lucru. Ecranele de etanșare se execută în roci necoezive, în nisipuri acvifere sau curgătoare dificil de injectat, precum și în pietrișuri și bolovănișuri, dacă nu cuprind blocuri care să depășească dimensiunile benei de excavat. Nisipurile argiloase sau terenurile eterogene (ebulmente sau umpluturi diverse fără blocuri) pot fi, de asemenea, ecranate cu succes prin pereți subterani etanși.

Adîncimea curentă la care se execută ecranele de etanșare este de 25—40 m, uneori chiar mai mare. Ecranele trebuie încastrate în roca subjacentă impermeabilă. Cînd aceasta este foarte adîncă, și dacă condițiile hidrogeologice o permit (înălțimea mică, antrenări de materiale nepericuloase), ecranele pot fi executate suspendate (neperfecte). De regulă, însă, acestea trebuie combinate cu un sistem de drenaj.

Realizarea ecranelor este condiționată de posibilitatea săpării unei tranșee în roci de regulă acvifere. La o astfel de excavație săpătura poate fi executată numai cu taluze plate, ceea ce presupune deblocarea unor volume mari de rocă și apoi de umpluturi. La adîncimi mari, excavația poate fi practic realizată, ea transformîndu-se într-o imensă groapă cu taluze dulci. În tehnica ecranelor prevenirea dărîmăturii pereților din săpături adînci, sau sub nivelul apei, se asigură prin umplerea permanentă a volumului săpat cu un nori stabil, asemănător cu noroaiele pentru forajul sondelor petroliere. Un component de bază al acestui noroi este bentonita sau argila bentonitică care are o granulație foarte fină, cu suprafața specifică cuprinsă între 50 000 și 1 000 000 cm^2/g.

Calitățile fluidelor de săpat preparate cu argilă bentonitică sînt esențiale pentru realizarea ecranelor și depind, în mare măsură, de conținutul de bentonită. Uneori se atribuie greșit denumirea de argilă bentonitică pentru argile comune măcinate.

Noroaiele bentonitice de foraj mențin pereții tranșeei sau forajului, împiedică pătrunderea apei subterane în interiorul săpăturii, mențin fracțiunile fine în suspensie (împiedicînd depunerea lor peste utilajele de săpat), sînt stabile și nu separă apa ce ar putea provoca surparea pereților, au proprietăți tixotropice (se transformă în gel în starea de nemișcare și devin fluide prin atingere), colmatează pereții cu o „turtă" impermeabilă (mai subțire sau mai groasă, după conținutul de bentonită). Turta împiedică pătrunderea apei în tranșee, pierderea noroiului în strat menține fluiditatea (permițînd scurgerea noroiului în cea mai mare parte în tranșee în timpul săpării).

Pentru asigurarea acestor funcțiuni, în noroi se introduc și aditivi chimici.

Noroiul se prepară din bentonită și argilă comună măcinată, proporția de bentonită putînd varia între 1/3 și pînă la folosirea bentonitei curate, în funcție de calitățile argilei comune (finețe de măcinare, conținut de ioni liberi sau ioni de calciu), de calitățile bentonitei, de natura terenului străbătut, de situația hidrogeologică și de scopul urmărit. Compoziția se precizează prin încercări de laborator și teren.

Funcțiunea noroiului de a menține pereții săpăturii (supuși împingerii pămîntului și presiunii apei) se realizează prin asigurarea unei densități minime a noroiului, care creează o contrapresiune pe pereții săpăturii. Suspensia bentonitică și turta subțire ce o produce pe pereți creează totodată forțe electrocinetice de stabilizare suplimentare. Suspensia are o densitate mai mică decît a rocilor acvifere adiacente, formează un cîmp electric de polaritate pozitivă în rocă și negativă în noroiul bentonitic.

Acest cîmp electric (potențialul galvanic în stratul dublu electrochimic) acționează pe fețele turtei prodcînd pe de o parte fenomenul de cataforeză, prin care suspensiile coloidale se îndreaptă spre polul pozitiv, și fenomenul de reacție osmotică, în care apa tinde spre polul negativ. Încercări de laborator prin compresiune triaxială, efectuate de Cr. Veder pe o probă de nisip cu granulația de 0,4—0,5 mm, unghiul de frecare în stare uscată de 32°, umiditatea de 5%, menținută timp de 10 ore într-o suspensie de bentonită cu densitate de 1,1 t/m^3, au stabilit formarea unei pelicule laterale de bentonit de 5 mm. Proba, supusă apoi la compresiune triaxială (folosind aceiași suspensie betonică), a permis să se constate o presiune laterală suplimentară de 0,074 kg/cm^2. În alte încercări presiunea creată de turtă și noroiul bentonitic a fost de 1 t/m^2. Aceasta explică de ce un noroi bentonitic cu greutate specifică de numai 1,1 kg/dm^3 poate menține pereții unei tranșee de 15 m adîncime, echilibrînd împingerea dată de fundația unei construcții cu o presiune de 40 t/m, cît și împingerea pămîntului și apei.

Tensiunea maximă rezultantă este mai mare în prezența nivelului apei subterane (8 t/m, față de 5 t/m fără apă) și nu depinde de grosimea peretelui. Ea este maximă la circa 0,41 m sub talpa fundației și de același ordin de mărime menționat mai sus.

O importanță deosebită are (pe lîngă calitatea noroiului ce umple tranșeea asigurînd tensiunea suplimentară la pereți) și nivelul acestuia în săpătură, care trebuie să se ridice pînă la suprafața terenului în care se va excava. Pentru buna desfășurare a tehnologiei de lucru și economicitatea procedeului este indicată folosirea de bentonite superioare activate sau argile betonitice cu o mare capacitate de schimb ionic și gelație (cum sînt betonitele de Comarnic, Satu Mare, Valea Chiojarului, bentogelul de Deva, trassgelul de Dej, etc.). În cazul folosirii de argile bentonitice, cum sînt argilele de Teișani și Scăioși, dar mai ales argilele silicioase de Medgidia (argila caolinoasă tip T), Breaza (Gura Beliei) sau de argile comune locale, proporția de bentonită se mărește pe baza încercărilor de laborator și teren. La fel se procedează în cadrul ecranelor săpate la adîncime mare.

Proprietățile caracteristice ale noroiului, asemănătoare întrucîtva noroiului de foraj, sînt: stabilitatea și gelația, greutatea specifică, viscozitatea, conținutul de nisip, concentrația ionilor de hidrogen (*p*H).

Stabilitatea este acea proprietate a fluidului de sapă de a nu separa apa, sau de a o separa numai într-o cantitate admisibilă. Ea se datorește conținutului de particule coloidale din bentonită încărcate cu sarcini electrice negative unipolare. Cînd conținutul de bentonită în fluid este important, apare fenomenul reversibil de tixotropie, prin care noroiul în stare de nemișcare se transformă (gelație) în gel cu o anumită structură prin structura neorientată a coloizilor și mecanice revine la starea de fluid dacă este agitat. Noroiul stabil.

Bentonita activată (calitatea I STAS 9305-73) mărește tixotropia, stabilitatea, viscozitatea și alcalinitatea noroiului, proprietăți necesare cînd pereții au tendința de dărîmare sau cînd se produc pierderi de fluid în strat. Folosind bentonită activată și alte adaosuri, se poate mări greutatea specifică, cînd se sapă ecrane adînci sau se întîlnesc strate acvifere sub presiune.

Silicatul de sodiu, în proporție de 0,5—1%, are efecte similare cu ale bentonitei.

Carboxilmetilceluloza (CMC) și driscoza (sarea de sodiu a carboximetilcelulozei) sînt aditivi care măresc stabilitatea și gelația noroiului. Se folosește în proporție de 1—2,5 kg/m³ fluid. Poliacrilamida hidrolizată, cu aceleași proprietăți ca și CMC-ul, se adaugă în cantitate de 0,5—1 kg/m³ fluid.

Pentru reducerea viscozității se utilizează carbonat de sodiu, bicarbonat de sodiu, hexametafosfat de sodiu, tanant de sodiu etc. Carbonatul de sodiu (soda calcinată), introdus în cantitate de 1—2%, determină o mărire a capacității de schimb ionic a argilelor și o creștere a *p*H-ului. Bicarbonatul se folosește în proporție de 1—3 kg/m³ noroi, metafosfatul 0,2—0,8 kg/m³, iar tanantul 0,5—1 kg/m³.

Creșterea greutății specifice se obține cu ajutorul pulberei de baritină ($BaSO_4$) sau de calcar.

Tipuri de ecrane. Pe măsura folosirii pe o scară tot mai largă a ecranelor (pereți) pentru etanșarea subterană a rocilor acvifere necoesive, s-au diferențiat metodele de execuție și materialele folosite pentru umplerea săpăturii. La toate se realizează însă o săpătură mai mult sau mai puțin îngustă, continuă pe lungimea și adîncimea prevăzută pentru etanșare, realizată din găuri de foraje, din panouri tangente sau dintr-o tranșee continuă. Pereții forajelor sau tranșeelor se păstrează prin menținerea pline cu noroi bentonitic pînă la suprafață pe tot timpul săpării. Tipul cel mai adecvat de ecran se alege actualmente în funcție de utilajul disponibil, natura rocii, scopul urmărit, natura materialelor de umplutură etc. După utilajul și forma săpăturii primare, ecranele se împart în trei categorii în: ecrane executate din piloți forați, ecrane din panouri săpate adiacent și ecrane continui.

7.7. Ecrane de etanșare subțiri (membrane)

În ultimii ani s-au dezvoltat procedee mai economice de execuție a ecranelor, prin micșorarea grosimii lor și înlocuirea operației de săpare a tranșeei. Aceste moduri de lucru privesc îndeosebi rocile cu granulație măruntă (nisipuri, pietrișuri nisipoase sau pietrișuri mărunte), adică roci necoesive sensibile la vibrații, ce se formează frecvent pe cursurile inferioare și mijlocii ale rîurilor sau alcătuiesc patul văilor marilor fluvii. În aceste zone se realizează frecvent amenajări hidroenergetice sau hidrotehnice cu înălțimi de retenție relativ reduse, ce necesită volume mari de ecrane de etanșare.

Unul din aceste procedee Solétanche constă din execuția de membrane de etanșare în șlițuri înguste, realizate prin injectarea de mortar odată cu extragerea unei grinzi metalice (palplanșe). Palplanșa are forma de I (fig. 7.35)

este absolut necesar pentru prevenirea surpării pereților săpăturii, mai ales în perioada de la săpare pînă la betonarea sau umplerea cu material impermeabil. Separarea apei și sedimentarea particulelor în suspensie, în afară de faptul că provoacă dărîmarea pereților, face necesară o nouă curățare a tălpii săpăturii, fără de care materialul impermeabil s-ar așeza pe un detritus permeabil slab coesiv.

Pentru mărirea stabilității noroiului se folosesc bentonite superioare (trassgel, bentogel, etc.) în care se introduc ca aditivi silicat de sodiu, în proporție de 0,5—1,0% la cantitatea de argilă, preferabil după o activare prealabilă cu carbonat de sodiu (circa 1%).

Stabilitatea noroielor se determină pe probe prelevate în cilindri de sticlă gradați, măsurînd cantitatea de apă separată la partea superioară și desimentul depus. Un bun noroi de foraj nu trebuie să separe apă sau sediment.

Greutatea specifică necesară menținerii pereților forajului sau săpăturii se obține printr-un conținut de bentonită și argilă diferit după natura terenului, adîncime, calitatea argilelor etc. Cantitatea de argilă (Ag) necesară preparării unui volum V de fluid (în litri) cu greutatea specifică γ (în daN/dm^2) se obține pentru argilele avînd greutatea specifică γ_{ag} de 2,4—2,6 daN/dm^2 din formula

$$A_g = V \frac{(\gamma - \gamma_a)\gamma_{ag}}{\gamma_{ag} - \gamma_a}$$

în care γ_a este greutatea specifică a apei, în daN/dm^3.

Noroaiele pentru săparea ecranelor, preparate cu argilă și 10% bentogel, au o greutate specifică de 1,10—1,25 daN/cm^3, iar cele obținute prin utilizare bentonitelor superioare activate (STAS 9305/73) au greutatea de 1,03—1,15 daN/cm^3. Greutatea specifică de 1,03 daN/cm^3 se folosește numai la traversarea straturilor argiloase sau argilizate.

Viscozitatea fluidului este creată de particulele coloidale în suspensie, fiind proporțională direct cu densitatea fluidului și conținutul de coloizi.

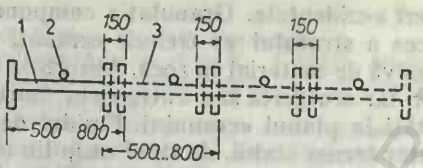
Conținutul de nisip rezultat din săparea rocilor necoesive poate influența negativ stabilitatea noroiului, prin tendința de sedimentare și de mărire a turtei de colmatare pe pereții săpăturii. Sedimentarea face necesară o curățire repetată a tălpii, iar uneori o adîncire a ecranului în formațiunea impermeabilă. Îngroșarea colmatării poate duce la desprinderea turtei de pe perete și poate produce micșorarea grosimii ecranului. Această micșorare este cu deosebire periculoasă în cazul piloților sau ecranelor din piloți : ea este totuși avantajoasă cînd, din lipsa unor instalații corespunzătoare, peretele ecranului se execută mai gros decît este necesar. Determinarea conținutului de nisip se efectuează prin cernere umedă sau elutriere (diluarea cu apă a noroiului și colectarea nisipului în fiole gradate).

Concentrația ionilor de hidrogen (pH) influențează stabilitatea noroiului și formarea turtei. Argilele comune, care, în suspensie au un pH de 7—8, reduc pH-ul noroiului, care în condiții obișnuite trebuie să fie de minimum 8—9.

Menținerea și controlul calităților noroiului este de o importanță deosebită pentru ecranele săpate la adîncimi de peste 10 m, ca și pentru mărirea productivității și economicității lucrărilor. O serie de materiale și produse chimice permit modificarea și îmbunătățirea caracteristicilor noroiului. Menționăm pe cele mai importante.

Fig. 7.35. Dispoziția palplanșelor dublu *T* pentru realizarea ecranelor subțiri:

1 — grinda metalică cu lățime de 500—800 mm; *2* — țeavă injectoare; *3* — poziția secantă a palplanșei următoare.



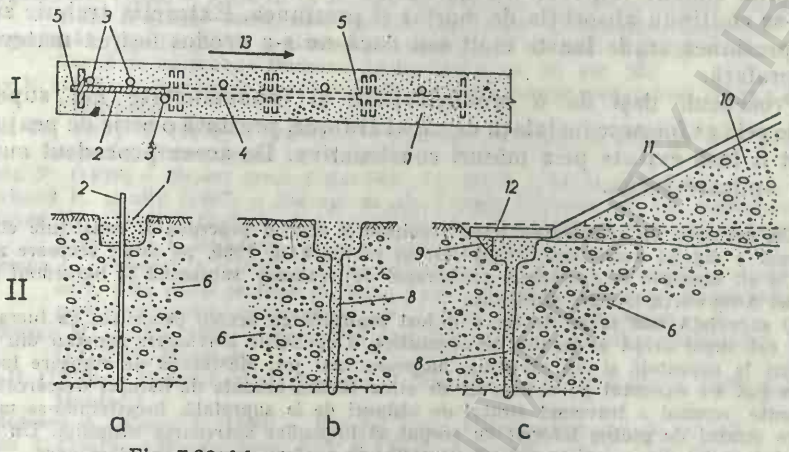


Fig. 7.36. Membrane de etanșare (ecrane subțiri):

I — poziția segmentelor ecranului: *1* — rigolă de colectare a mortarului de injectare; *2* — grindă metalică I injectoare cu cuțit lateral; *3* — poziții diferite ale țevii de injecție; *4* — pozițiile următoare de introducere a grindei; *5* — cuțit tăietor lateral. II — execuția membranei: *a* — introducerea palplanșei: *6* — strat de pietriș nisipos sau nisip cu pietriș; *7* — roca impermeabilă; *b* — umplerea prin injectare a spațiului palplanșei: *8* — membrană plasto-elastică încastrată în patul impermeabil; *c* — racordul membranei cu digul de protecție al unui lac de acumulare: *9* — dop suplimentar de argilă; *10* — umplutură dig; *11* — element de etanșare al digului (covor asfaltic, pereu de beton); *12* — placă de racord; *13* — sensul de avansare.

sau dublu T cu cuțit tăietor lateral (fig. 7.36), avînd lățimea inimii de 500—800 mm și lungimea pînă la 20—25 m. În lungul palplanșei se montează conducte pînă la capul inferior, pentru injectarea fluidului de matare. Aceasta se injectează sub presiune atît pentru umplerea porozităților și lubrefierea pereților, cît și pentru umplerea spațiului lăsat de palplanșe. În cazul adîncimilor sub 10—15 m, introducerea și extragerea se fac cu ajutorul unor vibratoare puternice sau cu sonete prin percuție.

Presiunea maximă de injectare se adaptează în funcție de adîncimea de injectare, fiind cuprinsă între 15 și 20 daN/cm^2. Ea elimină în parte apa nelegată din fluidul de injectare, transformîndu-l într-o pastă.

Compoziția fluidului trebuie să satisfacă cerințele multiple ale punerii în operă și comportării satisfăcătoare ulterioare: o bună fluiditate și stabilitate, precum și o densitate corespunzătoare (1,3—1,4 daN/dm^3).

După extragerea palplanșei și injectarea spațiului rămas, următoarea palplanșe se introduce astfel ca să taie minimum 15 cm din secțiunea injectată a palplanșei anterioare, cu scopul de a elimina eventuale discontinuități ale ecranului. Fluidul injectat trebuie să rămînă în stare plastică, pentru a permite reintroducerea palplanșei adiacente. În cazul cînd se produc unele între-

ruperi accidentale. Granulația componenților în suspensie se alege în funcție de cea a stratului ce trebuie ecranat, astfel ca să nu se producă o pierdere excesivă de material în rocă. Absorbția excesivă ar întîrzia extragerea palplanșelor, iar scurgerea sau antrenarea mortarului după injectare ar crea discontinuități în planul ecranului. Fluidul de injectare trebuie să fie în general un mortar ternar stabil, de tipul nisip fin (cenușă de termocentrală, filer de calcar) bentonită, ciment. Extracția palplanșelor se face pe segmente scurte, urmărindu-se continuu absorbția de mortar și presiunea. Extracția trebuie stopată dacă presiunea scade foarte mult sau dacă nu s-a produs ieșirea materialului la suprafață.

Procedeul, deși de o productivitate și economicitate net superioare față de cele ce folosesc instalații de săpat tranșee, prezintă o serie de neajunsuri, ce pot fi însă evitate prin măsuri constructive. De aceea procedeul cunoaște azi o aplicare largă.

Un exemplu de aplicare cu bune rezultate a acestui procedeu îl constituie etanșarea subterană a digului acumulării Razaza (Irak) realizată în 1969, pe unele sectoare ale văii.

Un alt exemplu este execuția membranei de etanșare subterană la batardoul și digul centralei Altenwörth/Dunăre (Austria).

O suprafață mai mare de ecran a fost realizată cu același procedeu, ca lucrare definitivă, sub digul drept al lacului de acumulare. Depunerile aluvionare constau din nisipuri și luturi la suprafață și din pietrișuri nisipoase mai jos. Membrana de etanșare încastrată în roca pat s-a executat pe o lungime de circa 10 km amonte de barajul descărcător. Mai în amonte, ecranul a traversat stratul de nisipuri de la suprafață, încastrîndu-se minimum 1 m în stratul de pietriș inferior cu scopul să împiedice antrenarea nisipului. Un dren în lungul întregului dig completa soluția. Rezultatele au fost complet satisfăcătoare.

În România, etanșarea aluviunilor sub construcțiile hidrotehnice prin ecrane subțiri (membrane) a început să se aplice din 1980, la batardoul nodului hidrotehnic al unei amenajări hidroenergetice de pe Oltul inferior. Dezvelirile efectuate la o incintă experimentală executată în prealabil au pus în evidență o bună comportare a materialului (coeficient de infiltrație $10^{-6} - 5 \cdot 10^{-5}$ cm/s).

Bibliografie

1. Armaș I., Bordea I., Georgescu M. (1969) — *Problemes géologique de genie civil avant trait à la construction des principaux barrages du Roumanie a fondation sur roches metamorphique.* Proceedings of the 1st sess. of the Intern, Assoc. of Eng. Geology, Prague.
2. Băncilă I., Diacon A., Georgescu M., Rădulescu D. (1961). *Les conditions de fondation d'un barrage dans la flysch des Carpathes Orientales,* VIIeme C.I.G.B., Roma.
3. Cambefort H. (1964) — *Injections des sols,* tome 2, Eyrolles, Paris.
4. Constantinescu C., Georgescu M. (1968) — *Probleme de infiltrații, soluționarea lor și rezultate obținute în exploatarea la lacurile cascadei de centrale Bistrița aval.* Construcții și montaje energetice, nr. 3, București.
5. Diacon A., Postelnicu M., Georgescu M. (1964) — *Lucrări de consolidare și etanșare a rocilor de fundație la unele baraje din R.P.R.,* Hidrotehnica, gosp. apelor, meteorologia, IX, nr. 6—7, iunie, București.
6. Diacon A., Constantinescu C., Georgescu M. (1970) — *L'experiénce concernant l etanchement et le drainage des fondations des barrages en terre en Roumanie,* Xeme C.I.G.B., Montreal.

7. Dumici I. şi alţii (1960) — *Fluide de foraj.* Editura tehnică, Bucureşti.
8. Esen. T., Seyhun S. (1970) — *Foundation problems in Keban dem,* X C.I.G.B., Montreal.
9. Franco A., Gomez L. (1970) — *Fondation de quelques barrages espagnole, sur formations erodables et perméables,* Xeme C.I.G.B., Montreal.
10. Gallico A. (1976) — *Foundation drainage of archdems.* Water Power a dam Construction.
11. Georgescu M. (1969) — *Presiunea apei în fisuri şi importanţa ei în proiectarea construcţiilor hidroenergetice.* Ses. Com. tehn. şt. I.S.P.H., Bucureşti.
12. Georgescu M. (1969) — *Evoluţia în tehnica lucrărilor de etanşare-consolidare proiectate în I.S.P.H* (1949—1969), Ses. Jub. de Com. tehn. şt. I.S.P.H., Bucureşti.
13. Georgescu M. şi alţii (1978) — *Schema de amenajare a cursului mijlociu al rîului Argeş.* Lacul de acumulare Budeasa. Hidrotehnica nr. 10, vol. 23.
14. Ischy E. (1948) — *Barrage de Costillon. Lutte contre les erosions souterraines.* IIIeme C.I.G.B., Stockholm.
15. Klein R., Bally I. (1979) — *Injectarea nisipurilor cu geluri de silice pe bază de reactivi organici,* Hidrotehnica nr. 9, vol. 24.
16. Londe P. (1970) — *Raport general Question 37.* IIIeme C.I.G.B., Montreal.
17. Marchand R. şi alţii (1967) — *Barrage de Mont Cenis,* Travaux nr. 390, Septembre.
18. Makovec Fr. (1976) — *Geologie und geotechnik der Donau Kraftwerke,* VI Europäische Konferenz f. Bodenmechanik u. Grundbau, Wien.
19. Mihăescu L., Petrescu A. (1966) — *Experimentarea în R.S.R. a etanşării în aluviuni grosiere, prin pereţi continui de beton forati sub noroi bentonitic.* Hidrotehnica, gospodărirea apelor, meteorologia, nr. 7, iulie, vol. 11, Bucureşti.
20. Predoescu M. şi alţii (1969) — *Forajul şi carotajul mecanic cu sondeze.* Ministerul Minelor O.D.P.T., Bucureşti.
21. Rao R. (1970) — *Unusual cut-off problems at Srisailam hidro-electric projct.* Xeme C.I.G.B., Montreal.
22. Teodorescu A., Voicu I. (1980) — *Barajul Igliş.* Hidrotehnica, nr. 2, vol. 25.
23. Toran J. (1970) — *Razaza Saga.* Xeme C.I.G.B., Montreal.
24. Verfel J., Tkany Z. (1974) — *Tesneny Zykladovych pud.* Nak. tench. lit., Praha.

BCU IAŞI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

8. DETERMINAREA „IN SITU" A CARACTERISTICILOR GEOMECANICE

C. Văduva

8.1. Consideraţii preliminare

Comportarea corpurilor sub acţiunea forţelor statice îmbracă un caracter foarte complex, datorită raporturilor dintre forţe şi deformaţii. Dintre factorii care infuenţează acest comportament se menţionează intensitatea solicitării, forma corpului supus solicitării, perioada de timp a solicitării, tipul materialului etc.

Creşterea preocupărilor pentru dezvoltarea metodelor de determinare „in situ" a caracteristicilor geomecanice ale masivelor de rocă este legată nu numai de necesitatea măririi securităţii lucrărilor în care rocile participă ca fundament sau elemente de rezistenţă, ci şi de posibilităţile de mărire a eficienţei economice a proiectării acestora prin utilizarea unor parametrii geotehnici reali ; printr-o cunoaştere cît mai reală a acestor parametri se ajunge la soluţii de proiectare mai bune, pentru creerea unor premise de participare mai bună a masivelor în preluarea sarcinilor transmise de construcţii.

Dezvoltarea studiilor şi cercetărilor în domeniul geomecanicii a fost stimulată de Biroul internaţional de mecanica rocilor, înfiinţat în 1958 pe lîngă Academia din Berlin precum şi primul Congres mondial de mecanică a rocilor (Lisabona 1966).

Datorită anizotropiei masivelor de rocă în stadiul actual de dezvoltare a cunoştinţelor, problemele ridicate de metodologia de stabilire a parametrilor geomecanici pot fi rezolvate doar parţial.

Măsurători de deformabilitate efectuate asupra masivului de rocă au arătat că pe rocile sedimentare stratificate sau pe roci cristaline cu şistuozitate evidentă se obţin, la aceeaşi solicitare, deformaţii mai mari pe direcţia perpendiculară pe stratificaţie sau şistozitate decît pe direcţia paralelă cu acestea. Aceasta se explică prin faptul că stratele au o rezistenţă la compresiune mai mare în lungul bancurilor, în timp ce pe direcţia perpendiculară pe stratificaţie eforturile întîlnesc intercalaţii mai slabe, care dau o deformaţie mai pronunţată.

Fenomenul de anizotropie a fost pus în evidenţă prin metoda testării rocii cunoscută sub denumirea de *prese plate radiale*. S-a realizat o solicitare radială, s-au măsurat deformaţiile pe diverse direcţii şi s-au obţinut diagrame caracteristice pentru fenomenul anizotropic al cîtorva tipuri de roci.

Diagrama din figura 8.1 ilustrează caracteristicile anizotropice ale calcarelor stratificate, diagrama din figura 8.2 este caracteristică pentru calcare cristaline iar diagrama din figura 8.3 este caracteristică pentru şisturi argiloase.

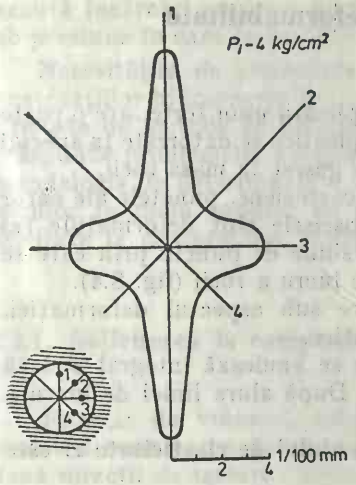


Fig. 8.1. Caracteristicile de anizotropie ale rocilor stratificate.

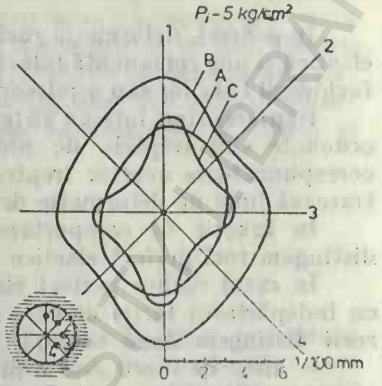


Fig. 8.2. Caracteristicile de anizotropie ale rocilor masive.

La dimensionarea galeriilor pe baza ipotezei izotropiei trebuie ţinut cont de caracterul anizotropic ce se manifestă în diferite tipuri de roci.

Această situaţie se datoreşte şi faptului că roca ce constituie obiectul de studiu reprezintă un material asupra căruia intervin mai mulţi factori de influenţă decît în cazul altor materiale folosite în practica construcţiilor hidroenergetice (betonul, metalul etc.). Cu toate acestea, necesităţile de proiectare cer cunoaşterea mărimii parametrilor geomecanici ai rocii cu precizii cît mai apropiate de cele ale materialelor folosite în construcţii (metal, betoane etc.) create în condiţiile unor tehnologii de elaborare cunoscute.

Din punct de vedere al caracterizării proprietăţilor geomecanice ale masivelor de rocă, practica inginerească separă problemele inginero-geologice în două etape : determinarea punctuală a parametrilor fizico-mecanici ai rocilor (modulul de elasticitate, modulul de deformaţie, coeficientul de împingere specifică a rocilor, parametrii de forfecare etc.) şi caracterizarea proprietăţilor masivelor de rocă prin extrapolarea parametrilor determinaţi punctiform în vederea raionării inginero-geologice în ansamblu.

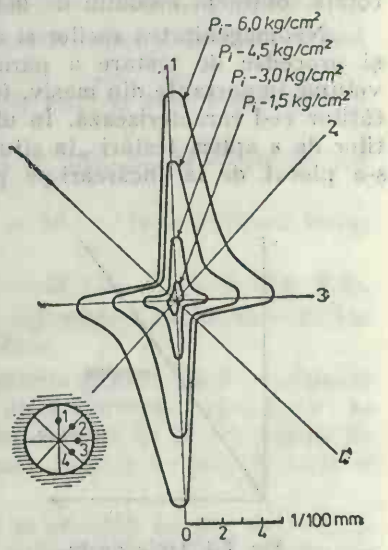


Fig. 8.3. Caracteristicile de anizotropie ale rocilor şistoase.

8.2. Determinarea caracteristicilor de deformabilitate

În general, deformația rocii, ca rezultat al aplicării unor forțe, are o parte elastică și una remanentă (plastică). Deformația plastică se datorește în special închiderii fisurilor sau a micșorării golurilor ce se găsesc în masa rocii.

Reprezentînd într-un sistem de coordonate carteziene, punctele ale căror ordonate sînt treptele de presiune (σ_i) iar abscisele sînt deformațiile (ε) corespunzătoare acestor trepte, obținem o succesiune de puncte prin care se trasează linia de deformație denumită și linia de lucru a rocii (fig. 8.4).

În funcție de comportamentul la solicitare sub aspectul deformației, distingem roci perfect elastice și roci elasto-plastice.

În cazul rocilor perfect elastice, deformația se anulează integral o dată cu îndepărtarea forței de care a fost provocată. După alura liniei de lucru a rocii distingem două cazuri:

— linia de lucru este o dreaptă astfel că modulul de elasticitate E este constant (fig. 8.4).

— linia de lucru este curbă, ceea ce face ca modulul de elasticitate să fie funcție de solicitarea σ, modificîndu-și valoarea odată cu variația efortului unitar (fig. 8.5).

Modulul de elasticitate fiind în dependență de presiune, trebuie să fie însoțit de indici care să reprezinte domeniul de presiune. Astfel, modulul notat cu E_{20-30} reprezintă modulul de elasticitate mediu pe intervalul de presiune de la 20 daN/cm² la 30 daN/cm².

În cazul rocilor elasto-pastice, deformațiile nu se anulează odată cu anularea presiunii care le-a provocat. Dacă în calcul introducem deformația totală, obținem modulul de deformație.

Neomogenitatea rocilor și anizotropia lor au impus găsirea unor metode și procedee de testare a parametrilor geomecanici prin mobilizarea unor volume importante din masiv, în scopul cuprinderii prin testare a discontinuităților ce-l caracterizează. În ultimul timp se remarcă preocuparea specialiștilor de a aplica testări „in situ" pe suprafețe din ce în ce mai mari. Inițial s-a plecat de la încărcări pe placă circulară cu $\varnothing = 50$ cm; în prezent se

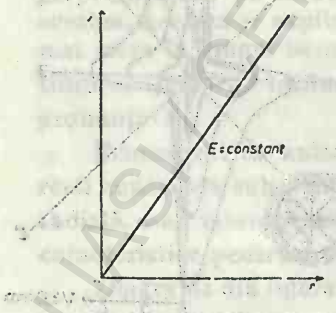


Fig. 8.4. Linia de lucru a rocii cu modul constant.

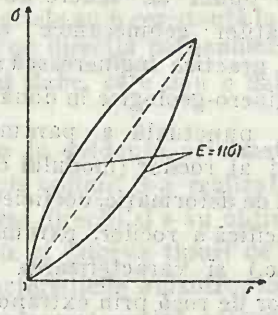


Fig. 8.5. Linia de lucru a rocii cu modul ce variază neliniar.

execută încărcări pe prese plate cu $\varnothing = 200$ cm și mai rar în galerii cu apă sub presiune în care încărcările se execută pe suprafețe ce măsoară zeci de m^2.

Necesitățile de proiectare și preocuparea pentru asigurarea stabilității construcțiilor hidroenergetice într-o măsură cît mai mare au condus la o mare varietate de metode de testare a parametrilor geomecanici ai rocilor. Pentru a răspunde problemelor complexe legate de caracteristicile de deformabilitate, metodologia de determinare a urmărit măsurători „in situ" ale mărimii deformațiilor în două condiții de solicitare: solicitare la compresiune axială și solicitare la compresiune radială.

8.2.1. Solicitarea la compresiune axială

Funcție de volumul, amploarea și caracterul investigațiilor prevăzute pentru determinarea caracteristicilor de deformabilitate a rocilor s-au dezvoltat două direcții de testare: testarea rocilor la solicitare prin compresiune axială prin intermediul plăcilor rigide și testarea rocilor la solicitare prin compresiune axială prin intermediul plăcilor elastice.

8.2.1.1. Metode de testare cu plăci rigide

Metodele curente pentru testarea rocilor la solicitare prin compresiune axială cu ajutorul plăcilor rigide constau în aplicarea unei încărcări pe rocă prin intermediul unor plăci metalice rigide. Dimensiunile și forma acestor plăci variază într-o gamă largă, existînd astfel posibilitatea aplicării acestui tip de testare în termene mai scurte și cu cheltuieli mai reduse, (tabelul 8.1).

Dintre aceste metode, menționăm următoarele, mai cunoscute și mai ușor de aplicat:

— compresiune cu placă circulară $\varnothing = 50$ cm, în nișă verticală sau orizontală (fig. 8.6);

— compresiune cu placă pătrată cu latura de 150, 100 și 70 cm în puț (fig. 8.7);

— compresiune cu placă circulară cu $\varnothing = 50$ cm în incintă cu lestaj (fig. 8.8);

— compresiune cu placă circulată cu $\varnothing = 28$ cm, în foraj (fig. 8.9).

Cu ajutorul acestor metode se pot executa măsurători de deformabilitate în diverse condiții impuse de terenul de fundare.

Astfel, în cazul în care se dispune de o galerie pentru testări, se poate folosi instalația din figura 8.6, care prezintă două avantaje importante: se pot aplica încărcări mari dacă este necesar, iar solicitările se pot aplica fie pe o direcție orizontală fie pe o direcție verticală, funcție de direcția forțelor date de obiectul proiectat.

Testarea la compresiune pe placă pătrată se execută în puț, deci solicitările se aplică pe stratele de la suprafață, iar suportul de reazem al preselor ce realizează încărcarea este constituit din ancore, ca în fig. 8.7.

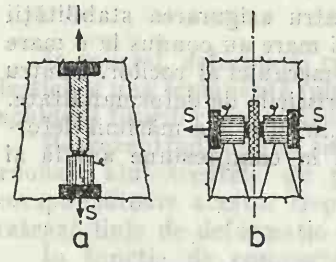


Fig. 8.6. Compresiune cu placa circulară rigidă ∅—50 cm.

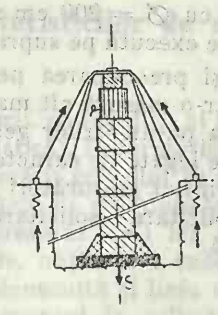


Fig. 8.7. Compresiune cu placă pătrată rigidă cu l—150; 100 și 70 cm, în puț cu ancorare.

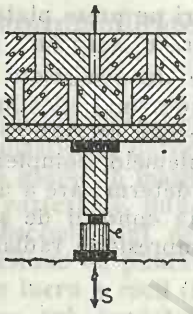


Fig. 8.8. Compresiune cu placă circulară rigidă ∅—50 cm, în incintă cu lestaj.

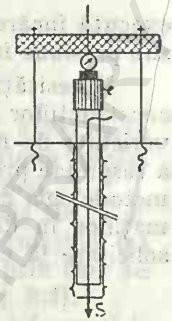


Fig. 8.9. Compresiune cu placă circulară rigidă ∅—28 cm în foraj cu ancorare.

Pentru solicitarea stratelor în groapa de fundație direct la cota de fundare, se aplică compresiunea pe o placă circulară într-o incintă special amenajată, iar suportul de reazem al preselor ce realizează încărcarea se obține prin lestaj constituit din blocuri de beton sau alte materiale (fig. 8.8).

Pentru testarea stratelor ce se află la o adîncime mai mare, se aplică compresiunea pe placă circulară în foraj, avînd posibilitatea testării terenului la diferite adîncimi (fig. 8.9).

În tabelul 8.1 se prezintă cîteva elemente privind testările la solicitare prin compresiune axială cu ajutorul plăcilor rigide.

Tabelul 8.1. **Tipuri și dimensiuni de plăci rigide**

Forma plăcii de încărcare	Dimensiunea plăcii	Condiții e aplicare	Tipul de rocă
Circulară	∅=50 cm F=1 962 cm²	în galerie	roci stîncoase
	∅=50 cm F=1 962 cm²	în incintă	roci moi și semistîncoase
	∅=28 cm F= 615 cm²	în foraj cu ancoraje	roci moi și semistîncoase
Pătrată	l=150 cm F=22 500 cm²	în puț cu ancore	roci moi și semistîncoase
	l=100 cm F=10 000 cm²c		
	l=70 cm F=5 000 cm²		

În practica mondială este menținută metoda încărcării cu plăci rigide cu diametre relativ mici (∅ = 50 cm), ca de ex. în Franța, S.U.A., Spania, Italia. Menținerea acestei metode se datorește unor avantaje legate de expeditivitate și costul redus; acești factori creează posibilitatea realizării unui

număr mărit de testări, pe direcţii multiple şi încărcări unitare mărite. Dintre unele neajunsuri ale acestei metode se menţionează influenţa mare a accidentelor locale din roci (fisuraţie, şistozitate, etc.) asupra rezultatelor măsurătorilor obţinute ; datele obţinute prin măsurători caracterizează valorile maxime sau minime, funcţie de zona solicitată prin încărcare (rocă sănătoasă, rocă zdrobită), etc.

8.2.1.2. Metode de testare cu plăci elastice

Pentru testarea rocilor la solicitarea prin compresiune axială cu ajutorul plăcilor elastice se utilizează metoda preselor plate. Aceste testări caracterizează suprafeţe mai mari de rocă şi însumează efectele stării de zăcămînt (fisuraţie, diaclaze, şistozitate, stratificaţie etc.) într-o măsură mult mai mare.

În ţara noastră, măsurători de deformabilitate cu ajutorul preselor plate au fost aplicate începînd din anul 1961. Pînă la această dată au fost aplicate metode cu încărcări pe placă rigidă. După anul 1962, cînd metoda încărcărilor cu prese plate a fost generalizată, aproape că s-a renunţat la metoda încărcărilor pe plăci rigide ; presele plate au marele avantaj că mobilizează un volum mai mare de rocă şi se pot realiza sarcini unitare de 60—80 daN/cm^2, uneori ajungînd pînă la 100 daN/cm^2.

Ulterior, s-au reluat încărcările pe placă rigidă, în special pentru amplasamente ale obiectivelor hidroenergetice mai greu accesibile şi unde volumul testărilor este mai redus.

Metoda de testare cu ajutorul preselor plate prezintă şi unele dificultăţi şi anume :

— realizarea suprafeţelor de testare este destul de greoaie, necesitînd un volum mare de lucrări ; uneori, în prealabil se execută cu perforatorul numeroase găuri de protecţie care să asigure o rupere prin explozie pe o suprafaţă impusă ;

— exploziile la cotele de finisare trebuie făcute cu încărcături reduse, pentru a nu produce o zdrobire artificială a rocii care ar influenţa asupra caracteristicilor de compresibilitate ;

— necesită un volum mare de excavaţii, cu costuri mari, fapt ce limitează numărul de testări din care cauză apar uneori probleme la extrapolarea datelor pe ansamblul masivului.

Cu toate aceste greutăţi, metoda de încărcare cu ajutorul preselor plate a căpătat o largă dezvoltare, fiind utilizată în multe ţări printre care Japonia, Iugoslavia, Portugalia etc. Ea rămîne o metodă de bază pentru determinarea deformabilităţii rocilor, permiţînd caracterizarea multilaterală a comportării elastoplastice a acestora şi corelarea unor parametri geomecanici măsuraţi prin metode statice şi dinamice.

Metoda de încărcare cu prese plate este cunoscută în mai multe variante dintre care menţionăm :

— compresiune cu presă plată cu ∅150 cm, ∅ 200 cm în şliţ vertical sau înclinat (fig. 8.10).

— compresiune cu prese plate cu ∅ 150 cm şi ∅ 200 cm, betonate în cameră, orizontale sau înclinate (fig. 8.11).

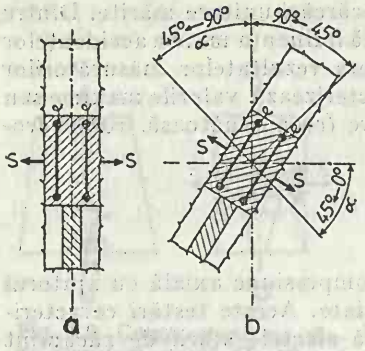


Fig. 8.10. Compresiune cu presă plată în șliț.

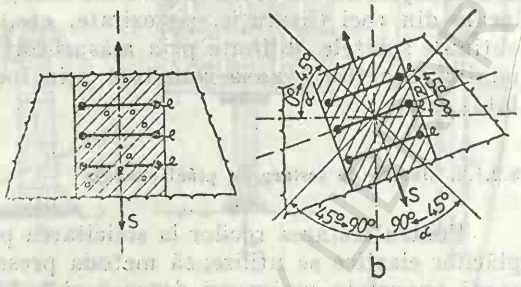


Fig. 8.11. Compresiune cu presă plată în cameră.

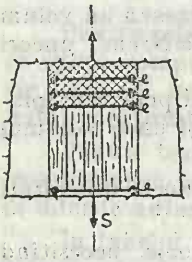


Fig. 8.12. Compresiune cu presă plată cu instalație mobilă în galerie.

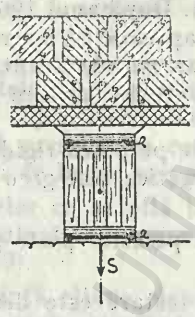


Fig. 8.13. Compresiune cu presă plată cu instalație mobilă în incintă cu lestaj.

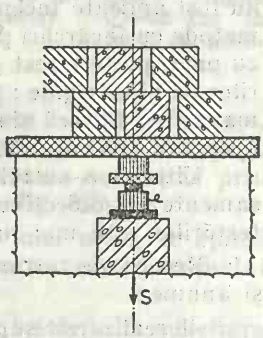


Fig. 8.14. Compresiune cu placă elastică betonată în incintă cu lestaj.

— compresiunea cu prese plate cu ∅ 150 cm, cu instalație mobilă în galerie (fig. 8.12).

— compresiune cu presă plată cu ∅ 100 cm, cu instalație mobilă în incintă (fig. 8.13).

— compresiune cu placă elastică betonată cu ∅ 100 cm, în incintă (fig. 8.14).

Metodele menționate creează condiții pentru aplicarea testelor la toate tipurile de roci atît în condiții de subteran cît și suprateran.

În tabelul 8.2 prezentăm cîteva elemente privind testările la solicitarea prin compresiune axială cu ajutorul preselor plate.

În scopul obținerii unor rezultate cît mai bune, trebuie avută o atenție deosebită pentru betonarea preselor plate, întrucît betonul reprezintă factorul de transmitere a încărcărilor asupra masivului de rocă.

Pentru testările executate în țara noastră s-au folosit rețete de tipul celor prezentate în tabelele 8.3 și 8.4.

Tabelul 8.2. **Condiţii de aplicare a presei plate funcţie de tipul de rocă**

Dimensiunile presei plate	Poziţia presei plate	Condiţii de aplicare	Tipul de rocă
Ø=150 F=17 660 cm²	verticală	în galerie	stîncoasă,
Ø=200 F=31 400 cm²	înclinată		semistîncoasă
Ø=150 F=17 600 cm²	verticală	în galerie	stîncoasă,
Ø=200 F=31 400 cm²	înclinată		semistîncoasă
Ø=150 F=17 600 cm²	verticală	în galerie	semistîncoasă,
			stîncoasă
Ø=100 F= 7 850 cm²	verticală	în incintă cu lestaj	roci moi

Tabelul 8.3. **Reţete de betoane utilizate la testări de compresiune cu agregate de 7—30 mm**

Componenţi	Reţeta I, cantităţi [kg]	Reţeta II, cantităţi [kg	Reţeta III, cantităţi [kg]	Reţeta IV, cantităţi [kg]
Nisip 0—7 mm	655	740	680	760
Nisip 0—3 mm	340	410	390	420
Pietriş 7—15 ,mm	375	460	385	475
Pietriş 15—30 mm	845	650	865	665
Apă	175	200	170	200
Ciment	350 (RIM 500)	350 (P 400)	300 (RIM 500)	300 (P 400)

Tabelul 8.4. **Reţete de betoane utilizate la testări de compresiune cu agregate de 7—70 mm**

Componenţi	Reţeta I, cantităţi [kg]	Reţeta II, cantităţi [kg]	Reţeta III, cantităţi [kg]	Reţeta IV- cantităţi [kg]
Nisip 0—7 mm	660	665	665	575
Nisip 0—3 mm	400	340	420	345
Pietriş 7—15 mm	410	280	420	290
Pietriş 15—30 mm	280	280	285	290
Pietriş 30—70 mm	500	750	530	770
Apă	200	175	200	170
Ciment	350 (P 400)	350 (RIM 500)	300 (P 400)	300 (RIM 500)

BUCUREŞTI CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

8.2.1.3. Calculul parametrilor de deformabilitate

Prin provocarea presiunii asupra rocii, forma presei plate urmăreşte deformaţia rocii care se deformează sub sarcină ; în urma acestei deformaţii volumul presei plate se măreşte, iar nivelul în ţeava verticală coboară (măsurătoare volumetrică). Diferenţa faţă de nivelul iniţial, care corespunde unei anumite presiuni, duce la schimbarea volumului presei şi prin aceasta evidenţiază deformaţia medie a suprafeţei încărcate :

$$U_s = \frac{A' \cdot h}{2A}$$

în care U_s este deformaţia medie, cm ; h — diferenţa nivelului apei în ţeava indicatoare, măsurat în tubul indicator, cm ; A — suprafaţa presei plate, cm² ; A' — suprafaţa secţiunii diametrale a tubului, cm². Valoarea deformaţiei medii U_s se micşorează cu mărimea deformaţiei provenite din compresiunea betonului ΔU_B şi compresiunea apei din presă ΔU_w.

Corecţia deformaţiei medii din compresibilitatea betonului este dată de expresia :

$$\Delta U_B = \frac{pd}{2E_B}$$

în care p este forţa aplicată ; d — grosimea betonului din jurul presei, cm, de ordinul a 60—65 cm ; E_B — modulul de elasticitate al betonului (300 000 kgf/cm²). Pentru toate locurile de măsurat avem :

$$\Delta U_B = \frac{p \cdot d}{2 \cdot 300\,000}$$

Corecţia deformaţiei medii de compresibilitate a apei în presă este dată de expresia

$$\Delta U_w = \frac{v \cdot K \cdot p}{2A},$$

în care : v este cantitatea de apă în presă şi tub, cm³ ; K — coeficient de compresibilitate a apei avînd valoarea de 48×10^{-6} ; A — suprafaţa activă a presei ; p — forţa aplicată.

Pe lîngă deformaţia medie obţinută pe baza principiului volumetric, se mai înregistrează deformaţiile laterale U_0 cu ajutorul microcomparatoarelor montate pe tije reper încastrate în pereţii şliţului de la marginea plăcii circulare de beton. Înregistrarea deformaţiilor laterale se face tot timpul experimentului la aceleaşi intervale de timp ca şi cele în care s-au făcut înregistrările prin metoda volumetrică.

La testările prin metoda preselor plate, calculul modulului de deformaţie şi al modulului de elasticitate se efectuează pe baza formulei lui Boussinesque a semispaţiului solicitat prin încărcări simetrice circulare (p) şi deformaţiile medii, şi anume :

$$E = C_f \times p \times A \frac{1-\mu^2}{R \times U_K}$$

Pentru calculul modulului cu deformațiile laterale, se aplică formula

$$E = \frac{p \times A(1 - \mu^2)}{\pi^2 \times RU_0}$$

În aceste formule, p este presiunea pe rocă, daN/cm²; R — raza suprafeței circulare, cm; A — suprafața asupra căreia se transmite presiunea cm²; μ — coeficientul lui Poisson; C_f — coeficientul de formă al suprafeței de încărcare.

Valorile coeficientului lui Poisson se determină prin măsurători de laborator sau prin măsurători geofizice (raportul dintre viteza undelor longitudinale și viteza undelor transversale). Dacă aceste valori nu sînt determinate, în calcule se pot accepta valorile prezentate în volumul I.

Valorile coeficientului de formă C_f se pot lua din tabelul 8.5.

Tabelul 8.5. **Valorile coeficientului de formă *C***

Forma suprafeței	Rigid în toate punctele	Flexibile			
		Centru	Margine	Colț	Mijloc
a) cerc R = raza	1,57	2	1,275	—	1,70
b) pătrat l = semilatura	1,76	2,24	1,53	1,12	1,90
c) dreptunghi l = semilatura mică					
Raportul laturilor 2,0	—	3,06	2,24		
3,0	—	3,56			
5,0	—	4,20			
10,0	—	5,16			

Pentru încărcarea pe plăci rigide, cum este cazul încercărilor de compresibilitate în foraje, se aplică relația (după A.Roza):

$$E_d = \frac{(3 - 4\mu)(\mu - 1)}{8(1 - \mu)} \times \frac{\Delta p}{\Delta U}$$

în care E_d este modulul de deformație, (daN/cm²); μ — coeficientul lui Poisson; d — diametrul plăcii, cm; Δp — variația încărcării daN/cm²; ΔU — variația deformației, cm.

8.2.2. Solicitări la compresiune radială

În mecanica rocilor proprietățile de deformabilitate se caracterizează și prin coeficientul de tasare elastică K, exprimat prin relația $K = p/U$ [kg/cm³], în care p este presiunea, kg/cm²; U — tasarea, cm;

În relația de mai sus se face ipoteza independenței acțiunii forțelor, considerînd că există un raport direct între presiune și tasare și că deformarea dintr-un punct se produce numai în dependență de încărcările locale. În realitate, însă, capacitatea rocilor de a opune rezistență elastică nu rămîne neschimbată, ci variază funcție de forma și dimensiunile construcțiilor, care determină modul de acționare a eforturilor asupra rocii.

Experimentele efectuate de Basian și alții au arătat că mărimea tasării elastice se schimbă aproximativ invers proporțional cu raza excavației. Trebuie însă precizat că între tasare și presiune nu există proporționalitate

perfectă și că acest raport se exprimă printr-o relație mult mai complexă, care introduce noțiunea de coeficient de împingere specifică a rocilor, K_0. Acest coeficient reprezintă comportarea unui mediu (rocă) la eforturi distructive pe pereții unei excavații circulare cu raza r de 100 cm și se poate exprima prin relația

$$K_0 = \frac{E}{r_0} \times \frac{\mu}{\mu + 1} [\text{kg/cm}^3]$$

în care E este modulul de elasticitate, kg/cm²; r_0 — raza galeriei, cm (se folosește $r_0 = 100$ cm, ca rază unitară); μ = coeficientul lui Poisson.

8.2.2.1. Testări în galerii cu prese plate radiale

Metoda de testare pentru determinarea coeficientului de împingere specifică este cunoscută sub denumirea de *prese plate radiale* (fig. 8.15).

Testarea constă în punerea sub presiune a unui tronson de galerie cu ajutorul preselor plate așezate pe conturul galeriei circulare. Presele plate transmit încărcări radiale asupra rocii din jurul galeriei, iar ca rezultat al acestor solicitări se măsoară pe mai multe raze deformațiile produse (fig. 8.1, 8.2, 8.3). Deformațiile spre interiorul galeriei sînt oprite prin montarea unor cadre de lemn (cuzineți).

Avantajul acestei testări este că dă posibilitatea măsurării deformațiilor pe rază și nu pe diametru, și în consecință este posibil să se înregistreze fenomenul de anizotropie precum și efectul exploziilor asupra rocilor.

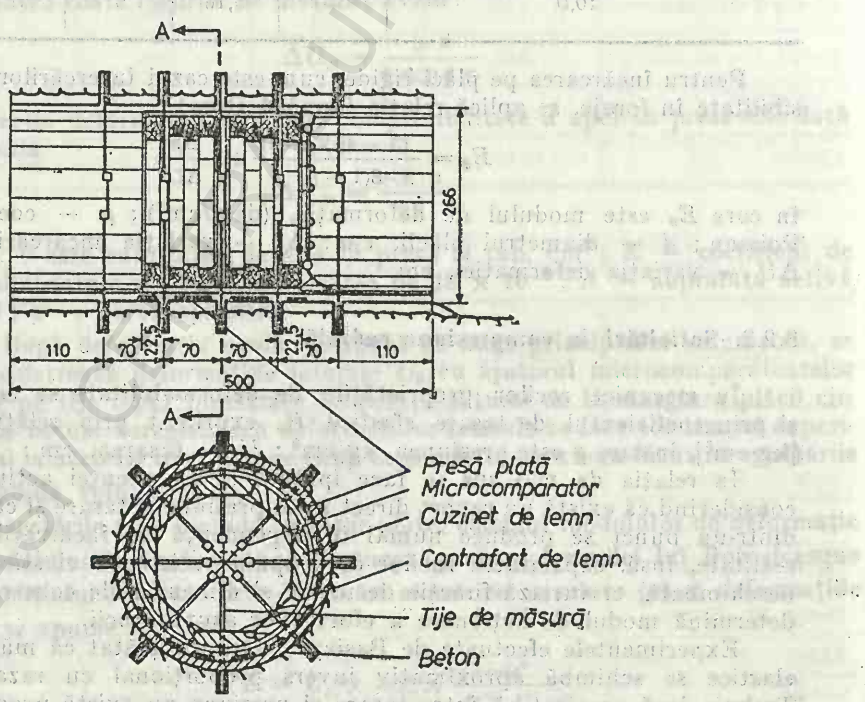


Fig. 8.15. Prese plate radiale.

8.2.2.2. Testări în galerii cu apă sub presiune

În cadrul solicitărilor radiale se înscrie și testarea denumită „Galerie cu apă sub presiune" care este similară cu cea prezentată anterior, ca principiu de solicitare, cu deosebirea că la această testare solicitările radiale se creează prin intermediul apei puse sub presiune în interiorul galeriei (fig. 8.16).

Solicitările provoacă deformații radiale, care se pot măsura pe fiecare diametru și nu pe fiecare rază ca în cazul testării cu prese plate radiale.

Rezistența opusă de roci la eforturile de întindere este folosită în toate metodele de dimensionare a cămășuielilor cavernelor subterane ; în calcule intră valorile coeficientului de împingere specifică K_0. În fazele preliminare de proiectare, valoarea acestui coeficient se ia din lucrări de specialitate sau prin comparație cu alte construcții existente. Pentru stabilirea cît mai exactă a distribuirii eforturilor de tensiune ce pot fi preluate de rocă, pe de o parte, și cele ce urmează a fi suportate de cămășuială, pe de altă parte, trebuie efectuate testări chiar pe traseul lucrării subterane ce se construiește. Rezultatele sînt cu atît mai reale, cu cît este mai mare suprafața testată. Uneori testarea se realizează prin punerea sub presiune a unui tronson de galerie din traseul tunelului executat la scara 1 : 1. Tronsonul pentru testare se alege astfel ca să cuprindă, pe cît posibil, toate tipurile de roci ce se întîlnesc pe traseul obiectivului : alternanță de rocă sănătoasă cu rocă fisurată, roci alterate, zone brecifiate, zone șistoase etc. În cazul rocilor sedimentare stratificate și metamorfice cu șistozitate, tronsonul se alege astfel ca stratificația sau șistozitatea să aibe poziții diferite, întrucît rezistența lor depinde într-o măsură mare de poziția față de direcția solicitării. Dacă nu există posibilitatea de a efectua o testare mai detaliată se va alege pentru testare tronsonul cu rocile cele mai slabe.

De menționat că acest tip de testare necesită o perioadă mare de timp și cheltuieli importante, așa că opțiunea pentru adoptarea lui este funcție de importanța și amploarea obiectivului proiectat.

8.2.2.3. Dilatometria în gaura de foraj

Alături de metodologia mai cunoscută de obținere a unor informații ce caracterizează rocile ca suport al construcțiilor au apărut și unele metode care pot să furnizeze parametri de deformabilitate cu lucrări de o mai mică anvergură, între care dispozitivul de testare a rocilor cunoscut sub denumirea de *dilatometru de foraj* (fig. 8.17 și fig. 8.18). Cel mai cunoscut tip de dilatometru este cel realizat de Mederatec, cu care se pot explora zone ce în trecut erau cercetate prin procedee geofizice sau foraje din care se extrăgeau carote. Aduse în laborator, carotele erau supuse la compresiune monoaxială pînă la rupere ; în acest mod se obțineau date cu privire la rezistența la rupere prin compresiune. Dar este bine cunoscut că în general carotele extrase reprezintă zonele cu roci sănătoase, și că părțile mai alterate și fracturate, tectonizate, nu se pot recupera. Din această cauză, determinările nu caracterizează masivul de rocă în ansamblul ei numai zonele din care provin carotele. De aici a rezultat necesitatea găsirii unor procedee de testare „in situ" a rocilor pentru caracterizarea lor de ansamblu, în condițiile naturale de zăcămînt.

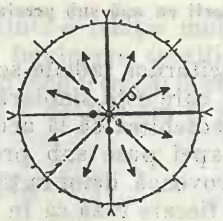


Fig. 8.16. Galerie cu apă sub presiune.

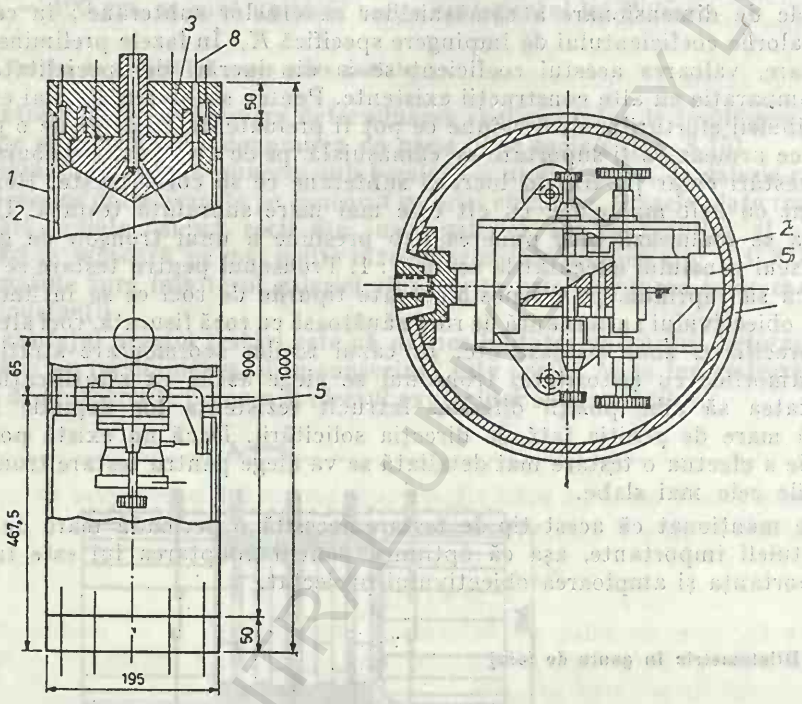


Fig. 8.17. Schița dilatometrului de foraj tip Mederatec:
1 — apărătoare de cauciuc; *2* — cilindru de oțel; *3* — închizătoare; *4* — suportul instrumentului; *5* — orificiul de preaplin.

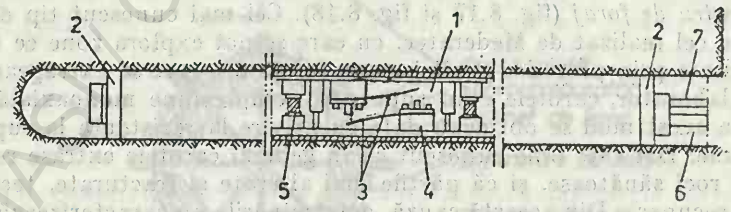


Fig. 8.18. Dilatometrul de foraj tip Tincelin:
1 — corpul central; *2* — dopuri de legătură; *3* — lame flexibile; *4* — suporți metalici; *5* — resorturi elastice; *6* — conductori electrici; *7* — conductă metalică.

BCU IAȘI - CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Dilatometru de foraj a fost realizat în 1962 și a apărut ca o metodă de testare care să le completeze pe cele existente. Dilatometrul de foraj Mederatec este constituit din 2 elemente distincte :

— dilatometru propriu-zis, care poate fi fixat în foraj la adîncimea dorită ;

— dispozitivul de măsură care înregistrează și transmite indicațiile furnizate de dilatometru.

Presiunea hidraulică, ce poate atinge 150 at este transmisă pe peretele forajului prin intermediul unei anvelope suple, care poate fi confecționată și din cauciuc sintetic. În partea centrală a corpului sînt așezate trei extensometre, dispuse la 120° unul în raport cu altul, cu ajutorul cărora se pot măsura deformațiile rezultate pe trei diametre. Fiecare extensometru este echipat cu un detector potențiometric de mișcare, care integrează deplasarea (deformația).

Punerea sub presiune a unui tronson de foraj cu ajutorul dispozitivului menționat reprezintă, la o scară foarte redusă, studiul elastic în cavernă sau punerea sub presiune hidraulică a unui tronson de galerie cu măsurarea deformațiilor diametrale. Dispozitivul are avantajul că poate furniza numeroase informații cu un volum redus de lucrări. Dificultatea fundamentală la aceste testări apare la pregătirea suprafeței de aplicare a solicitărilor pentru ca încărcarea să fie cît mai omogenă. Cercetările au arătat că între diametrul găurii de foraj d și lungimea tronsonului sub presiune l există relația $l = 5d$.

Deformația diametrală Δd a unei găuri cilindrice sub efectul unei presiuni uniform repartizate pe pereți poate fi exprimată prin formula tubului lui Lamé :

$$\Delta d = (1 + \mu) \frac{p \times d}{E_r}$$

în care d este diametrul inițial ; Δd — variația diametrului sub presiune considerată : E_r — modulul de deformație al rocii ; p — presiunea aplicată uniform pe peretele forajului ; μ — coeficientul lui Poisson al rocii.

Măsurătorile efectuate au arătat că valorile modulului de deformație determinat prin metoda presei plate și cu dilatometrul de foraj sînt apropiate, acesta din urmă fiind un procedeu mult mai ieftin și furnizînd informații mai numeroase.

8.2.2.4. Presiometrie în gaura de foraj

Testările realizate cu presiometrul au căpătat în ultimul timp o largă dezvoltare în geomecanică. Acest tip de testare se poate aplica la toate tipurile de roci (moi, semistîncoase, tari) obținîndu-se încărcări într-o gamă largă ; 5—100 kg/cm^2.

Testarea cu presiometrul constă în realizarea unei încărcări asupra peretelui forajului pe o anumită lungime (fig. 8.19) și măsurarea deformațiilor produse.

Procedeul a fost conceput inițial de Kogler, care a realizat un dispozitiv ce a funcționat cu aer comprimat. Ulterior presiometrul s-a perfecționat, în prezent existînd variante moderne.

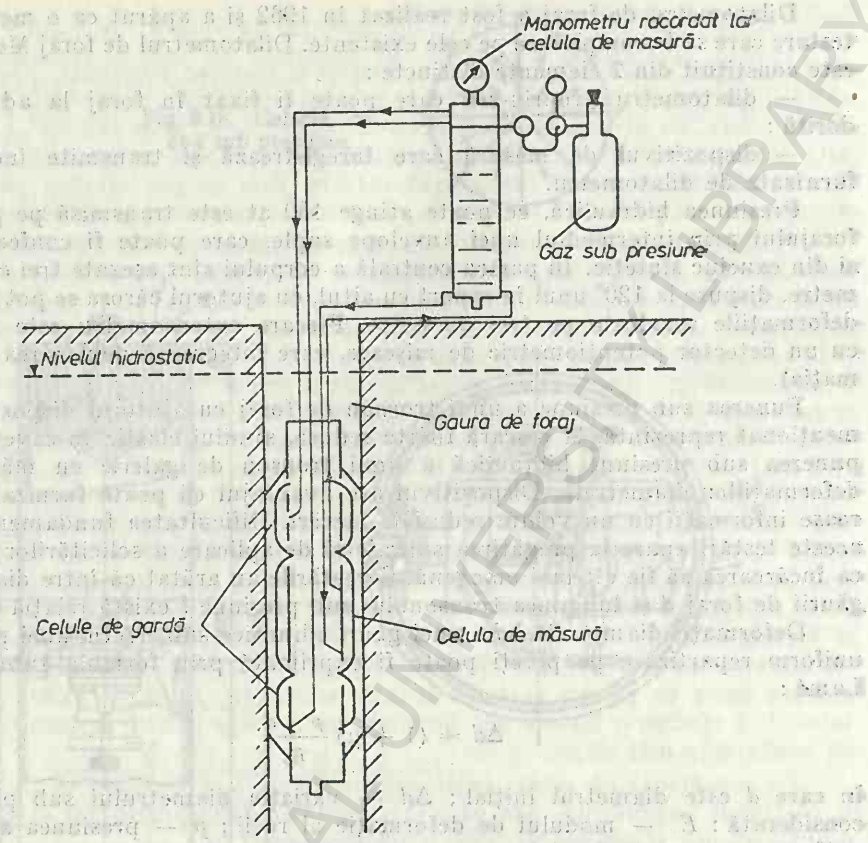


Fig. 8.19. Presiometrul de foraj tip Ménard.

Utilizarea cea mai frecventă o are presiometrul tip Ménard, care realizează o precizie mărită la măsurarea presiunilor și deformațiilor.

Presiometrul constă dintr-o sondă cilindrică cu două celule de gardă și o celulă de măsură (care este introdusă în gaura de foraj) și dintr-un aparat de măsură la suprafață, cu care se măsoară presiunea și modificările diametrului găurii de foraj (deformația).

Punerea presiometrului sub presiune se face prin injectarea unui lichid al cărui volum se măsoară, la anumite presiuni. Cu ajutorul acestor 2 elemente se determină relația presiune-deformație și prin metodologia de calcul cunoscută se determină caracteristicile de deformabilitate.

O atenție deosebită trebuie acordată pregătirii suprafeței de testare și alegerii diametrului de foraj, care trebuie să fie apropiat de diametrul presiometrului; presiometrul are anumite limite de deformare.

Celula presiometrică este așezată în interiorul forajului și exercită o presiune inițială p_0 astfel ca să echilibreze presiunea naturală. Se crește presiunea în celulă, ceea ce conduce la mărirea diametrului. Dacă deformațiile

obținute sînt în domeniul elasto-plastic atunci starea de eforturi este guvernată de legile elasticității.

Distribuția încărcărilor radiale și deformațiile obținute sînt guvernate de relațiile de echilibru al mediilor continue pe de o parte și de legea lui Hooke, pe de altă parte. Cînd este supus la presiunea naturală forajul are o rază r_g, iar cînd se mărește presiunea p în celulă gaura de foraj se deformează ; orice punct situat inițial la distanța r_g de axa forajului este deplasat într-o poziție $r_g + S$. Atunci raza forajului a devenit $r = r_0 + S$ (unde S este deplasarea absolută a peretelui forajului).

Aplicînd teoria elasticității, se obține relația :

$$U = \frac{1+\mu}{E}(p - p_0)r_0.$$

Cu ajutorul acestei relații se poate găsi valoarea modulului de deformație. Un procedeu mai practic pentru calculul modulului presiometric este de a construi diagrama de variație a deformației (exprimată prin volumul injectat) în funcție de presiune (exprimată în atmosfere) fig. 8.20.

Modulul volumetric se determină cu expresia :

$$E = K\frac{dp}{dV}$$

în care $\frac{dp}{dv}$ este inversul pantei din partea liniară a diagramei ; K — un coeficient ce caracterizează aparatul și care are valoarea $K = 2(1 + \mu)(V_0' + V_m')$ unde μ este coeficientului lui Poisson al rocii, V_0 — volumul inițial al celulei de măsură, iar V_m' — volumul mediu total în faza pseudo-elastică a testului.

Cu toate că testarea rocilor cu ajutorul presiometrului este o operație delicată, metoda are o aplicabilitate largă și prezintă avantaje importante, între care :

— testările se pot realiza într-o gamă largă de presiuni ;

— se pot testa tronsoane de rocă la diverse adîncimi, funcție de necesitățile de proiectare ;

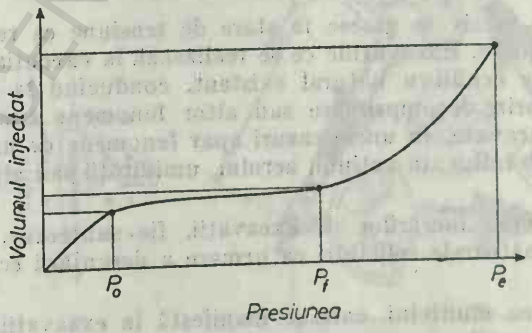


Fig. 8.20. Curba presiometrică presiune-deformație.

— tronsonul de rocă are o lungime apreciabilă, astfel că rezultatele obținute caracterizează roca în ansamblu ;

— simplitatea metodei oferă posibilitatea executării unui număr mare de testări.

Pentru realizarea unei game mai largi de determinări în foraje, se recurge uneori la procedee calitative pentru caracterizarea masivului de rocă. Astfel unii specialiști aplicînd metode generale pentru exprimarea calității rocii in situ, realizează clasificări ale rocilor. Se introduce noțiunea de *indice de calitate al rocilor* (RQD) cunoscut din literatură sub denumirea de ROCK QUALITY DESIGNATION care presupune că recuperajul exprimat în procente obținut în procesul de forare este funcție de caracteristicile de rezistență ale masivului de rocă. Complexul de rocă este traversat de discontinuități și lungimea carotelor obținute este funcție de acestea. În primul rînd se pornește de la clasificarea discontinuităților, care cuprinde următoarele grupe : foarte închise (sub 5 cm deschidere) închise (5—30 cm deschidere) închise moderat (30—100 cm deschidere) deschise (100—300 cm deschidere) și foarte deschise (peste 300 cm deschidere). Pornind de la frecvența discontinuităților și lungimea totală a carotelor se ajunge la o clasificare a rocilor după cum urmează :

— rocă foarte slabă dacă recuperajul este de 0—25% ;

— rocă slabă dacă recuperajul este de 25—50% ;

— rocă medie dacă recuperajul este de 50—75% ;

— rocă bună dacă recuperajul este de 75—90% ;

— rocă foarte bună dacă recuperajul este 90—100%.

Alți specialiști iau în considerație numai recuperajul reprezentat din lungimea cumulată a carotelor care au o lungime de peste 10 cm fiecare. Indicele de calitate al rocilor (RQD) poate fi analizat în corelație cu alți parametrii fizici, măsurați prin metoda geofizică, ajungîndu-se la unii indici cantitativi ce caracterizează masivul de rocă (modulul dinamic, modulul de deformație). Analiza corelativă a acestor indici face obiectul unui studiu separat.

8.2.3. Solicitări rezultate din decomprimarea rocilor

Rocile din masiv se găsesc în stare de tensiune ca rezultat al acțiunii stratelor superioare. Excavațiile ce se realizează la execuția uvrajelor deranjează starea de echilibru natural existent, conducînd la apariția fisurilor, deformațiilor prin decomprimare sau altor fenomene similare. Funcție de tipul rocilor excavate, în unele cazuri apar fenomene de umflare a pereților excavațiilor sub influența acțiunii aerului, umidității sau altor factori atmosferici.

La executarea lucrărilor de excavații, fie subterane, fie supraterane, pot apărea următoarele solicitări ca urmare a deranjării echilibrului natural de tensiune :

— presiunea muntelui, care se manifestă în excavațiile subterane prin decomprimarea rocilor pe conturul excavațiilor, ca rezultat al creării golului subteran ;

— presiunea boltei de surpare, care apare în tavanul cavernelor subterane cu o direcție preponderent verticală ;

— presiunea de umflare a rocilor, ce se naște ca rezultat al influenței factorilor atmosferici (aer, umiditate, temperatură) ;

— destinderea complexului de roci ca rezultat al descărcării lor prin executarea unor excavații de volum mare.

8.2.3.1. Presiunea muntelui

Presiunea muntelui sau efortul dat de masiv este una dintre solicitările care condiționează dimensionarea susținerilor construcțiilor subterane ; deci determinarea mărimii acestui parametru are o importanță deosebită. Mărimea eforturilor din masiv depinde de forma masivului, tipul rocilor din care este constituit, modul de așezare a rocilor, adîncimea la care se găsește caverna etc. De aceea, în mod practic, pentru estimarea variației acestor eforturi trebuie efectuate măsurători în puncte diferite care caracterizează masivul, determinîndu-se valori pentru diferite direcții de acționare a eforturilor.

Se cunosc numeroase metode de determinare a mărimii eforturilor în masiv. Două dintre cele mai cunoscute metode aplicate în țara noastră sînt :

— metoda măsurării deformațiilor rocilor în jurul unor fante tăiate în masiv și restabilirea efortului preexistent cu ajutorul preselor plate pătrate cu latura de 300 și 400 mm, și grosimea de 25 mm, cimentate (fig. 8.21).

— metoda măsurării deformațiilor rocilor în jurul unui foraj central și restabilirea eforturilor preexistente cu ajutorul presiunii exercitate de o presă cilindrică introdusă în gaura de foraj (fig. 8.22).

La baza metodelor de mai sus, stă următorul principiu :

Se stabilește mai întîi starea de echilibru din masiv, prin fixarea unor reperi în zona de cercetat. Se determină, prin măsurători foarte exacte,

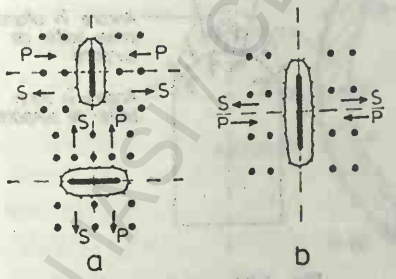


Fig. 8.21. Efort în masiv măsurat cu mezodoze.

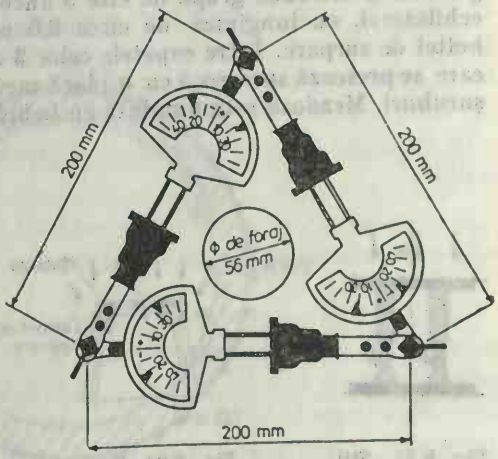


Fig. 8.22. Efort în masiv măsurat în froaj.

poziția inițială a reperelor. Se execută fanta sau gaura de foraj. La apariția acestui gol (fantă sau foraj) roca începe să se destindă, să se decomprime spre gol, fenomen ce va putea fi pus în evidență de deplasarea reperilor montați anterior. După încetarea procesului de decomprimare, deci după ce reperii au o poziție aproape stabilizată, se introduce în golul realizat (fantă sau foraj) presa hidraulică (plată sau cilindrică), care se pune sub presiune cu ajutorul unui lichid. Presiunea rezultată pentru repunerea reperilor în poziția inițială este presiunea muntelui sau efortul în masiv căutat.

8.2.3.2. Bolta de surpare

Presiunea boltei de surpare trebuie luată în calcul, de asemenea, la dimensionarea susținerilor lucrărilor subterane. Determinarea mărimii acestei presiuni se poate face de asemenea, prin diverse metode, dintre care cele mai indicate sînt următoarele : 1) metoda stîlpilor hidraulici (fig. 8.23) ; 2) metoda cu mezdoze (fig. 8.24) ; 3) metoda ancorelor cu mezdoze (fig. 8.25).

1. Pe tronsonul de galerie unde se impune determinarea mărimii presiunii ca rezultat al acțiunii boltei de surpare se montează un stîlp hidraulic care lucrează pe principiul presei hidraulice. Presiunea exercitată de bolta de surpare se transmite asupra stîlpului, deci asupra lichidului din stîlp, putînd fi citită la manometru (fig. 8.23).

2. O metodă mai simplă constă în montarea unor mezdoze între armătură și tavanul galeriei. Mezdozele au în prelungire o conductă metalică, prevăzută la celălalt capăt cu un manometru pe care se citește presiunea lichidului rezultată din acțiunea boltei de surpare (fig. 8.24).

3. Pentru măsurarea presiunii boltei de surpare cu o evoluție mai lentă, se poate aplica metoda ancorelor cu mezdoze (fig. 8.25). În acest caz măsurarea se execută într-un tronson de galerie cu următoarele caracteristici : lungimea circa 10 m ; forma circulară ; diametrul circa 6 m ; În partea superioară a galeriei se introduc grupe de cîte 3 ancore, dispuse în colțurile unui triunghi echilateral, cu lungimea de circa 3,5 m, astfel ca să depășească înălțimea boltei de surpare. Între capetele celor 3 ancore se fixează o capsulă mezdoză, care se presează spre rocă cu o placă metalică rigidă și se fixează de ancore cu șuruburi. Mezdoza este umplută cu lichid și prevăzută cu manometru înregis-

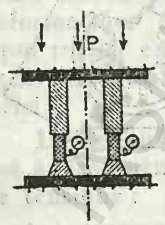


Fig. 8.23. Stîlpi hidraulici.

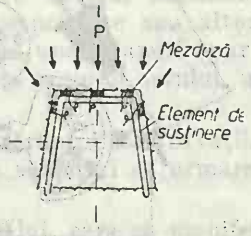


Fig. 8.24. Bolta de surpare măsurată cu mezdoze.

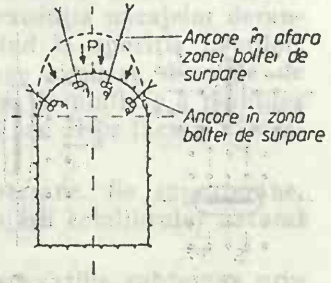


Fig. 8.25. Bolta de surpare măsurată cu ancore și mezdoze.

trator. Pe două din trei ancore se fixează o bară cu reperi pe care se montează microcompresoarele. Vîrful palpar al microcomparatoarelor va rezema pe rocă. Ancorele, care sînt fixate în exteriorul bolții de surpare, sînt considerate ca elemente fixe. În cazul deplasării rocilor spre interiorul galeriei, microcomparatoarele înregistrează deformațiile, iar manometrele care sînt racordate la mezdoze înregistrează presiunea. Cunoscînd aceste elemente și greutatea volumetrică a rocilor se poate determina înălțimea boltei de surpare.

8.2.3.3. Presiunea de umflare

O dată cu apariția presiunilor puternice în zona argilelor oligocene de pe galeria de fugă de la UHE Gheorghe Gheorghiu Dej, de pe rîul Argeș, s-a pus problema cunoașterii mărimii acestor presiuni pentru aplicarea unei metode corespunzătoare de execuție și pentru alegerea celui mai indicat tip de susținere definitivă. Mărimea umflărilor și a presiunilor apărute au creat mari greutăți la executarea acestei galerii de fugă. Determinarea presiunilor de umflare s-a făcut cu ajutorul unui dispozitiv proiectat de I.S.P.H., denumit „capsulă mezdoză hidraulică" (fig. 8.26).

Montarea mezdozelor pe diverse tipuri de susținere și măsurătorile sistematice efectuate au permis stabilirea următoarelor elemente principale:

— presiunea maximă de umflare;
— viteza de creștere a presiunii;
— perioada atingerii presiunii maxime;
— modul de repartizare a presiunii pe conturul galeriei;
— valoarea presiunii stabilizate.

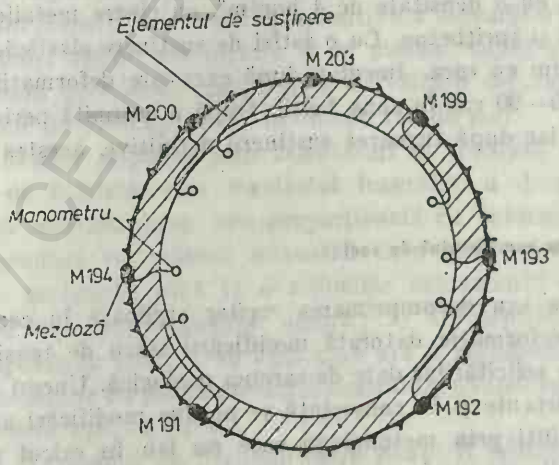


Fig. 8.26. Presiunea de umflare măsurată în mezdoze.

Notăm că presiunea apărută ca rezultat al acțiunii boltei de surpare în partea superioară a galeriei este cuprinsă în valorile presiunii de umflare. Pentru stabilirea variației presiunii de umflare funcție de natura mineralogică și petrografică a rocilor, s-au executat măsurători pe mai multe tipuri de rocă : gresii cu intercalații marnoase, marne dure cu intercalații grezoase, șisturi argiloase compacte, uscate. Rezultatele măsurătorilor sînt date în tabelul 8.6.

Tabelul 8.6. **Valori ale presiunii de umflare măsurate la galeria de fugă Argeș**

Tipul de rocă	Tipul de susținere a galeriei	Presiunea la manometru [kgf/cm²]	Timpul [zile]	Presiunea stabilizată [kgf/cm²]	Tmpul [zile]
Gresii cu intercalații marnoase eocene	cămășuială de beton (definitivă)	13,5	5—25	6,5—10	12—34
Marne cu intercalații grezoase	cămășuială de beton (definitivă)	9	6—15	6 —12,5	15—31
Șisturi argiloase compacte	cămășuială beton	19	4— 7	8 —11	20—45
	cintre+torcret	10	6	0,5— 8	6—18
	armătură lemn	4,8	5	1 — 3,5	18
Șisturi argiloase plastice cu intercalații grezoase	bolțari	16	7—20	2 —13	18—35
	elem. beton prefabri.	12	5—23	2 —10	6—23
	cintre rigid	49	3— 8	2 — 6	34
	cămăș. beton	6,5	6— 32	— 6	12—34

Au fost montate 410 mezdoze, dar o parte au fost deteriorate. Analizînd valorile obținute, se constată o dependență a modului de dezvoltare a presiunilor funcție de metodele de excavație, de susținerile folosite și tipurile de rocă întîlnite.

Soluția adoptată la execuție prevede excavarea la secțiune plină cu $Ø = 7{,}35$ m, în 3 trepte, cu profilul excavat susținut cu ancore betonate, cu $l = 2{,}5$ m, cu o densitate de 4 buc/m², cu cintre metalice de siguranță, plasă de sîrmă și șpriț beton. Cu o astfel de susținere elastică, care a realizat un contact intim cu roca, imediat după excavare deformațiile rocii au fost de ordinul a 80—90 cm în zona bolții. După o anumită perioadă, presiunile s-au stabilizat iar după turnarea susținerii definitive, acestea au avut valori reduse.

8.2.3.4. Destinderea completului de roci

Destinderea sau decomprimarea rocilor argiloase în cazul excavațiilor adînci este o deformație datorată modificării stării de tensiune din masiv prin micșorarea solicitărilor date de sarcina geologică. Uneori decomprimarea are valori importante și în consecință se produc modificări ale parametrilor geotehnici stabiliți prin metodologii care nu iau în calcul acest fenomen. Destinderea rocii este un fenomen cu implicații și asupra cotei de fundare a uvrajelor.

Fenomenul de decomprimare a rocilor are o dezvoltare complexă, necesitînd o metodologie de determinare destul de dificilă, ce variază funcție de numeroși factori, printre care menționăm:

— adîncimea punctului analizat;
— mărimea sarcinii geologice îndepărtate prin lucrările de excavație;
— perioada de timp dintre momentul descărcării sarcinii geologice și momentul de calcul;
— natura rocilor;
— acțiunea agenților atmosferici;

Rezultă că și metodele de determinare sînt de o complexitate deosebită. Studierea deformațiilor de decomprimare s-a efectuat pentru nodul hidrotehnic de la Porțile de Fier II pe Dunăre. În acest scop s-au montat reperi în găurile de foraj, la adîncimi cunoscute și s-au măsurat deplasările acestora pe măsura avansării excavațiilor. S-au folosit două metode de urmărire a deplasărilor (decomprimărilor): cu reperi electroinductivi și cu reperi radiometrici.

1. În cazul reperilor electroinductivi se echipează forajele cu inele metalice cu diametrul interior de 95 mm, executate din bare de oțel beton de 10 mm. Inelele metalice realizează sprijinirea pe mufa tubului de plastic și pot glisa liber în sus pe tubul de plastic (fig. 8.27).

Forajele se tubează cu tuburi de plastic de fabricație curentă, cu diametrul exterior de 90 mm și lungimea de 3 m, îmbinate prin mufe care dau posibilitatea deplasării în caz de decomprimare. Cele trei inele de plastic lipite de coloane de tubaj asigură o legătură mai bună cu terenul.

2. Urmărirea decomprimărilor terenului de fundație cu ajutorul reperilor radiometrici constă din introducerea în teren a unor surse radioactive și urmărirea deformațiilor masivului în timp. Periodic, se execută măsurători de poziționare a acestor surse care se deplasează solidar cu terenul (fig. 8.28). Pentru efectuarea măsurătorilor de poziționare a reperilor, sonda de detecție se coboară în foraj (fig. 8.28) și printr-o metodică de mare precizie se stabilește adîncimea reperului respectiv. Analiza comparativă a măsurătorilor efectuate cu cele două metode, uneori completate și cu metode topografice de mare precizie, asigură baza unei bune cunoașteri a dezvoltării deformațiilor rezultate din fenomenul de decomprimare în complexul de roci.

Din analiza datelor obținute prin măsurători se constată că decomprimarea terenului de fundație este rezultatul însumării a două fenomene: 1) decomprimarea elastică, care este proporțională cu mărimea descărcării verticale ce se produce pe măsura avansării excavațiilor într-o perioadă relativ scurtă (se manifestă pînă la o adîncime echivalentă cu înălțimea excavației), avînd o variație aproape liniară; 2) decomprimarea datorită umflării rocilor ajunse în contact cu apa, care are o manifestare mai lentă (fenomenul este însoțit de creșterea presiunii neutrale și avansează în adîncime pe măsura pătrunderii apei în teren).

În concluzie, fenomenul de decomprimare poate fi schematizat astfel: în urma excavării se produce o micșorare a stării de tensiune existentă în

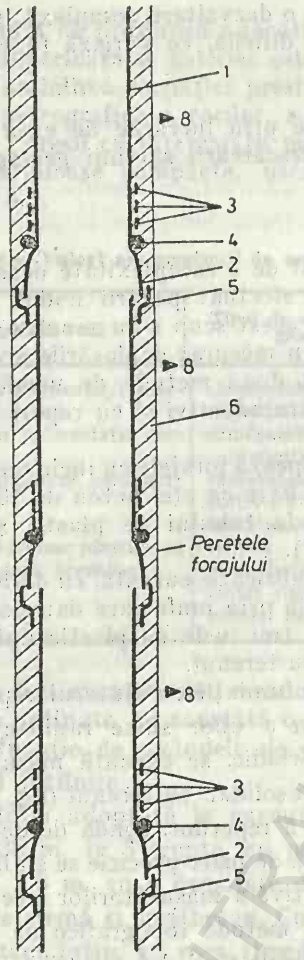


Fig. 8.27. Echiparea forajelor de urmărire a decomprimării rocii de fundație.

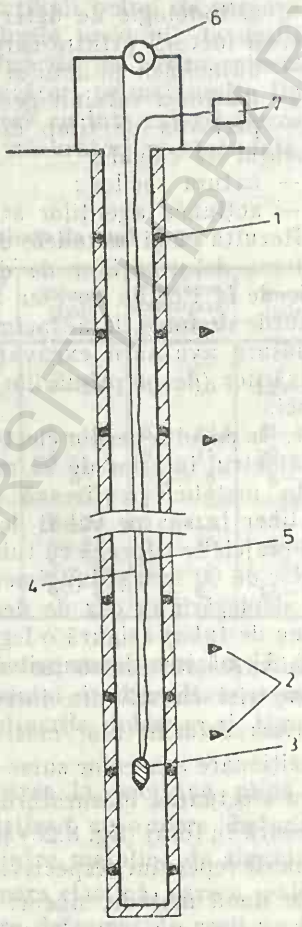


Fig. 8.28. Efectuarea măsurătorilor de poziționare a reperilor.

masivul de pământ. Variația eforturilor ce apar ca rezultat al micșorării stării de tensiune este însoțită de două tipuri de deformații:

— deformații elastice nedrenate, instantanee;

— deformații datorate umflării unor minerale în contact cu apa.

Trebuie menționat că fenomenul de decomprimare a rocilor de fundație constă dintr-o deplasare în sus, ca rezultat al reducerii sarcinii geologice. Odată cu începerea construcției proiectate (centrală, baraj, ecluză etc.) peste fenomenul de decomprimare se vor suprapune tasările terenului de fundare ca rezultat al solicitărilor date de uvrajele menționate.

Mărimea decomprimărilor în terenuri argilo-marnoase este apreciabilă în cazul excavațiilor de 20—30 m, adîncime.

BCU CLUJ CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

8.3. Determinarea caracteristicilor de forfecare

Importanța calculului stabilității la alunecare pe suprafața terenului de fundație este relevată de ponderea deosebită a valorii coeficientului de frecare. De exemplu pentru un baraj de greutate cu înălțimea de 100 m, calculat la un coeficient de frecare f de 0,6—0,7, o modificare a acestui coeficient de numai 0,01 conduce la mărirea volumului de baraj cu 100 m³/m de baraj. Pentru același baraj, dar la un coeficient de frecare f de 0,4—0,5 o modificare a acestui coeficient conduce la mărirea volumului de baraj cu 1 200—1 500 m³/m.l. de baraj.

La dimensionarea uvrajelor hidrotehnice trebuie să se urmărească în general două probleme: asigurarea stabilității generale și proiectarea judicioasă, cît mai economică.

Alături de calculul static, definirea corectă a valorii coeficientului de frecare pe rostul beton-rocă sau în masa rocii constituie unul din elementele de bază ale dimensionării uvrajelor, atît în ce privește asigurarea stabilității cît și în ceea ce privește economicitatea.

Caracteristicile de forfecare ale rocilor se determină în principal prin testări „in situ". Metodologia aplicată are ca obiective determinarea rezistenței la forfecare prin masa rocii și determinarea rezistenței la forfecare la contactul beton-rocă de fundare. Metodologia actuală se bazează în general pe forfecări efectuate pe suprafețe de 80×80 cm, corespunzînd unei suprafețe de testare de 6 400 cm². Această mărime a suprafeței este acceptată de majoritatea țărilor (Franța, Portugalia, S.U.A. etc.). S-au executat testări experimentale și pe suprafețe mai mari, cu scopul de a se estima influența fenomenului de scară mare. În țara noastră, pentru amenajarea rîului Olt s-au executat forfecări „in situ" pe suprafețe de 2 m². Baza tehnico-materială și experiența practică a specialiștilor români fac posibilă realizarea unor testări la scară și mai mare, echivalente cu cele executate în alte țări (de ex. U.R.S.S. la Bratsk, s-a realizat o testare pe o suprafață de 49 m²).

Majoritatea testărilor de acest fel s-au realizat prin forfecări pe plan orizontal; doar în situații mai deosebite s-au executat forfecări pe suprafețe înclinate la 30—40°, în vederea determinării rezistenței pe planurile de șistuozitate.

În România, la amenajarea rîului Lotru (barajul Vidra) s-au executat testări ale rezistenței la forfecare într-o galerie cu apă sub presiune, realizîndu-se un model geomecanic similar cu cel din timpul exploatării, în vederea stabilirii variației rezistenței la forfecare a rocilor în prezența apei cu presiune, ca rezultat al creării retenției.

8.3.1. Determinarea caracteristicilor de forfecare la contactul beton-rocă

Pentru caracterizarea calitativă și cantitativă a legăturii dintre masa de beton și masa rocii se determină parametrii de forfecare care sînt exprimați prin coeficientul de frecare f și prin coeziunea c.

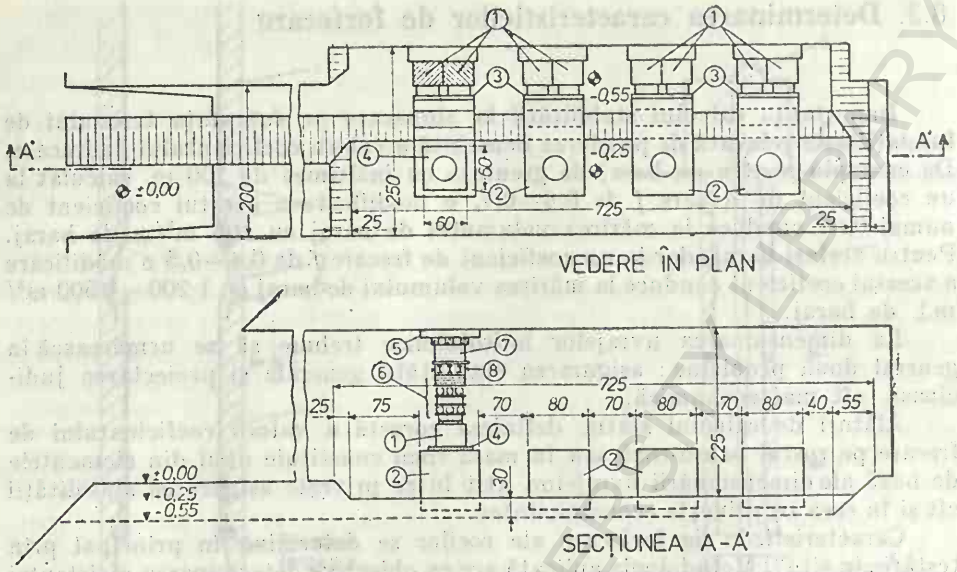


Fig. 8.29. Schema de organizare a testării pentru determinarea rezistenței la forfecare a contactului beton-rocă, cu dimensiunile date în cm.

Schema de principiu a testării la forfecare la contactul beton-rocă este dată în figura 8.29. Testarea se execută pe minimum 3—4 blocuri, pentru a crea un suport mai corect la trasarea dreptei lui Columb. Blocurile se execută din beton de rezistență, armat corespunzător solicitărilor normale și tangențiale la care este supus (v. tabelul 8.7).

Tabelul 8.7. **Compoziția unui m³ de beton utilizat la forfecări beton—rocă**

Componenți	Rețeta I, cantități [kg]	Rețeta II, cantități [kg]	Rețeta III, cantități [kg]	Rețeta IV, cantități [kg]
Nisip 0—7 mm	655	740	680	760
Nisip 0—3 mm	340	410	350	420
Pietriș 7—15 mm	375	460	385	475
Pietriș 15—30 mm	845	650	865	665
Apă	175	200	170	200
Ciment P 400 Rim 500	350	350	300	300

O atenție deosebită trebuie acordată realizării suprafețelor pe care se aplică cele două forțe, adică orizontalității, verticalității sau poziției adoptate metodei aplicate.

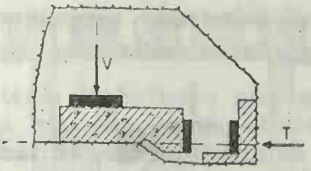


Fig. 8.30. Forfecare pe rostul beton-rocă pe blocuri de 80×80 cm, betonate cu pinten.

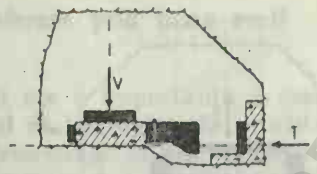


Fig. 8.31. Forfecare pe rostul beton-rocă pe blocuri de 80×80 cm, în casete metalice cu pinten.

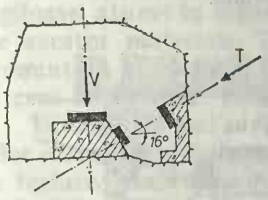


Fig. 8.32. Forfecare pe rostul beton-rocă pe blocuri de 80×80 cm, cu faţa înclinată.

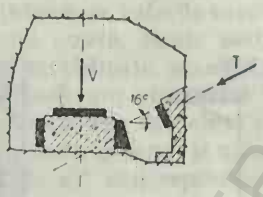


Fig. 8.33. Forfecare pe rostul beton-rocă pe blocuri de 80×80 cm, în casete metalice cu faţa înclinată.

Fig. 8.34. Forfecare pe rostul beton-rocă pe blocuri de 40×40 cm, cu faţa înclinată.

Complexitatea problemelor pe care le ridică proiectarea diverselor tipuri de baraje, amplasate în diverse condiţii geologice, a impus diversificarea metodologiei de testare a parametrilor de forfecare la contactul beton-rocă. Dintre numeroasele procedee de testare menţionăm :

— forfecarea la rostul beton-rocă pe blocuri 80×80 cm, betonate cu pinten (fig. 8.30).

— forfecarea la rostul beton-rocă pe blocuri de 80×80 cm, în casete metalice cu pinten (fig. 8.31) ;

— forfecarea la rostul beton-rocă pe blocuri de 80×80 cm, betonate cu faţa înclinată (fig. 8.32) ;

— forfecarea la rostul beton-rocă pe blocuri de 80×80 cm, în casete metalice cu faţa înclinată (fig. 8.33) ;

— forfecarea la rostul beton-rocă pe blocuri de 40×40 cm, betonate cu faţa înclinată (fig. 8.34) ;

— forfecare la rostul beton-rocă pe blocuri de 140×160 cm (fig. 8.35).

Aceste testări se execută în galerii în care se amenajează special o zonă pentru testarea rocilor, deci sînt folosite cu precădere la rocile stîncoase şi semistîncoase.

O atenţie deosebită trebuie dată alegerii suprafeţelor de testare.

În primul rînd se va avea în vedere ca blocurile de beton din cadrul aceleiaşi baterii să fie amplasate pe acelaşi tip de rocă. De asemenea zona aleasă pentru testarea întregii baterii de forfecare trebuie să fie formată din tipul de rocă pe care ni-l propunem spre cercetare. Numai în aceste condiţii se obţin date apropiate de cele reale, iar interpretarea măsurătorilor va conduce la concluzii corecte în ceea ce priveşte stabilirea valorilor de calcul ale

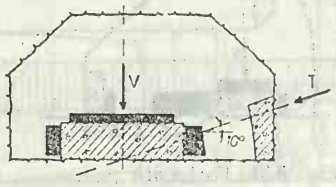


Fig. 8.35. Forfecare pe rostul beton-rocă pe blocuri de 140×160 cm.

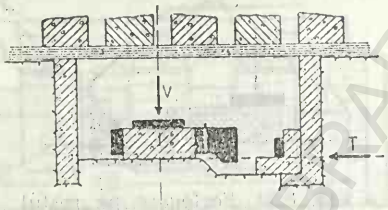


Fig. 8.36. Forfecare pe rostul beton-rocă pe blocuri de 80×80 cm, în casete metalice cu pinten în incintă.

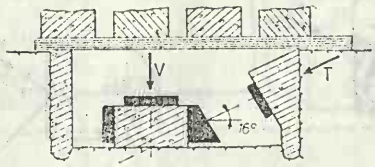


Fig. 8.37. Forfecare pe rostul beton-rocă pe blocuri de 80×80 cm, în casete metalice cu fața înclinată în incintă.

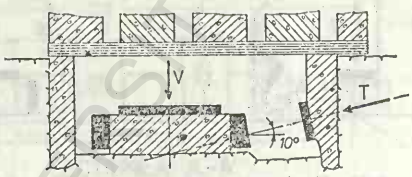


Fig. 8.38. Forfecare pe rostul beton-rocă pe blocuri de 140×160 cm, în incintă.

parametrilor de forfecare. Amplasarea de uvraje hidroenergetice în zone cu roci moi și cu o morfologie ce nu permite executarea de cercetări prin galerii a condus la găsirea altor procedee de testare, între care :

— forfecarea la rostul beton-rocă pe blocuri de 80×80 cm, în casete metalice cu pinten în incintă și cu lestare (fig. 8.36) ;

— forfecarea la rostul beton-rocă pe blocuri de 80×80 cm în casete metalice cu fața înclinată în incintă, cu lestare (fig. 8.37) ;

— forfecarea la rostul beton-rocă pe blocuri de 140×160 cm, în incintă, cu lestare (fig. 8.38).

Aceste testări se execută în puțuri special amenajate sau direct în groapa de fundație, ceea ce prezintă următoarele avantaje : 1) în momentul testărilor se cunosc toate tipurile de rocă din fundație la scara 1 : 1, putîndu-se selecta zonele cele mai reprezentative pentru testare ; 2) se poate beneficia de ajutorul constructorului, în special pentru montarea lestului ; 3) testarea se execută pe suprafețe de rocă pregătite similar cu suprafața de turnare a betonului fundației uvrajului.

Procedeele menționate prezintă, totuși, dezavantajul că execuția lor ocupă zone de lucru care stînjenesc desfășurarea lucrărilor de construcție propriu-zise ; la aceasta se adaugă faptul că excavațiile cu exploziv și mijloace grele de transport pot influența uneori negativ rezultatele măsurătorilor, prin producerea de vibrații care micșorează precizia dispozitivelor de măsură.

8.3.2. Determinarea caracteristicilor de forfecare prin masa rocii

Rezistența la forfecare prin masa rocii are o importanță deosebită la proiectarea barajelor, în special cînd terenul de fundație este constituit din roci stîncoase. Schema de principiu a acestei determinări este dată în figura 8.39.

Determinarea rezistenței la forfecare prin masa rocii prezintă următoarele dificultăți: 1) prezența planelor de stratificație, a fisurilor, a dislocațiilor tectonice și a altor accidente cu poziție apropiată de orizontală poate reduce considerabil valoarea determinată a acestui parametru în lungul suprafețelor menționate; 2) dacă spațiul dintre aceste plane este umplut cu materiale argiloase, atunci în calcul se vor introduce valorile caracteristicelor de forfecare ale acestor materiale. Din această cauză, rocile metamorfice cu șistozitate pronunțată și rocile sedimentare stratificate necesită o studiere mai atentă în ceea ce privește rezistența la forfecare prin masa rocii.

Din cele de mai sus rezultă că o atenție deosebită trebuie acordată alegerii celor mai caracteristice locuri de testare, precum și mărimii optime a suprafeței de testare, pentru ca aceasta să fie cît mai reprezentativă pentru structura geologică a zonei de studiat.

Masivele de roci magmatice (instrusive și efusive) sau rocile metamorfice, dacă nu sînt traversate de falii sau fisuri, au o rezistență la forfecare mai mare decît atunci cînd sînt fisurate și zdrobite, în special cînd discontinuitățile au poziții orizontale. Pe de altă parte se constată că rocile masive separate prin fisuri, falii sau alte accidente tectonice, în blocuri mari sau mai mici, cu formă neregulată, datorită îmbinării strînse, se comportă ca și cele masive

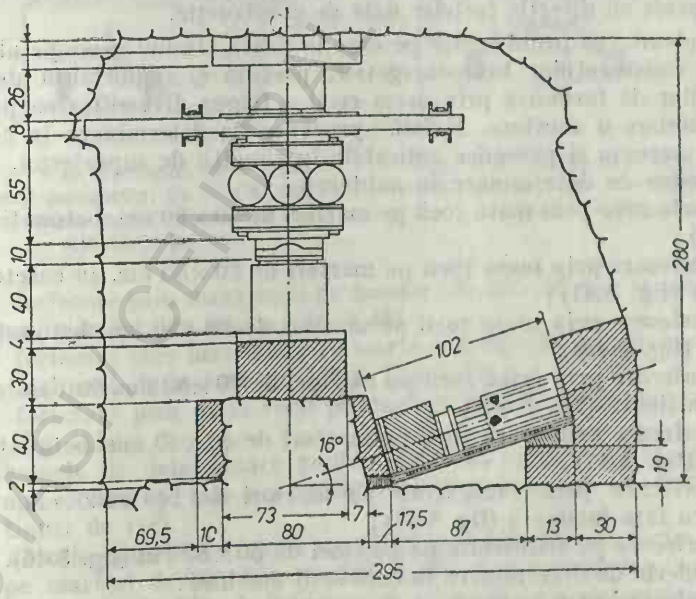


Fig. 8.39. Schema de determinare a rezistenței la forfecare prin masa rocii.

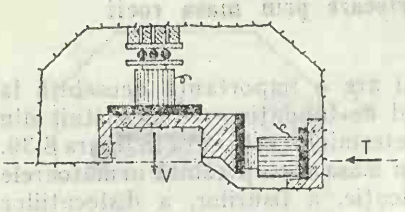


Fig. 8.40. Forfecare prin masa rocii pe martori de 80×80 cm, cu pinten.

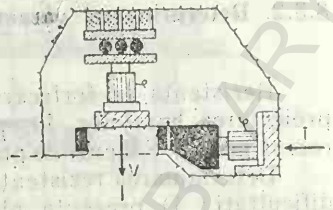


Fig. 8.41. Forfecare prin masa rocii pe martori de 80×80 cm, în casete metalice cu pinten.

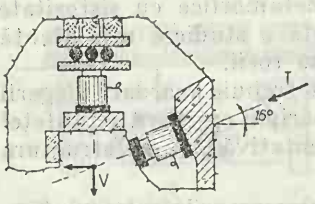


Fig. 8.42. Forfecare prin masa rocii pe martori betonați de 80×80 cm, cu fața înclinată.

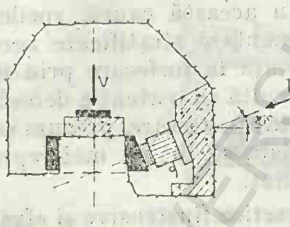


Fig. 8.43. Forfecare prin masa rocii pe martori betonați de 80×80 cm, în casete metalice cu fața înclinată.

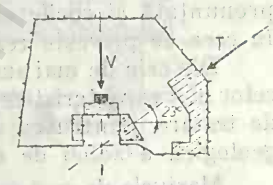


Fig. 8.44. Forfecare prin masa rocii pe martori betonați de 40×40 cm, cu fața înclinată.

nefisurate. Pericolul devine mai mare cînd direcția înclinării planelor preexistente coincide cu direcția forțelor date de construcție.

Complexitatea problemelor pe care le ridică studiul geologic al amplasamentelor construcțiilor hidroenergetice, precum și importanța deosebită a parametrilor de forfecare prin masa rocii a impus diversificarea procedeelor de determinare a acestora. Există procedee de determinare în condiții de subteran, precum și procedee aplicabile în condiții de suprateran.

Procedee de determinare în subteran :

— forfecarea prin masa rocii pe martori de 80×80 cm, betonați cu pinten (fig. 8.40) ;

— forfecare prin masa rocii pe martori de 80×80 cm, în casete metalice cu pinten (fig. 8.41) ;

— forfecare prin masa rocii pe martori de 80×80 cm, betonați, cu fața înclinată (fig. 8.42) ;

— forfecare prin masa rocii pe martori de 80×80 cm, în casete metalice cu fața înclinată (fig. 8.43) ;

— forfecare prin masa rocii pe martori de 40×40 cm, betonați, cu fața înclinată (fig. 8.44) ;

— forfecare prin masa rocii pe martori de 140×160 cm, în casete metalice cu fața înclinată (fig. 8.45) ;

— forfecare pe șistozitate pe martori de 80×80 cm (fig. 8.46).

Procedeele de determinare în excavații deschise :

— forfecare prin masa rocii pe martori de 80×80 cm, cu prese plate betonate în serie (fig. 8.47) ;

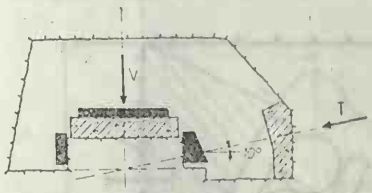


Fig. 8.45. Forfecare prin masa rocii pe martori de 140×160 cm, în casete metalice cu faţa înclinată.

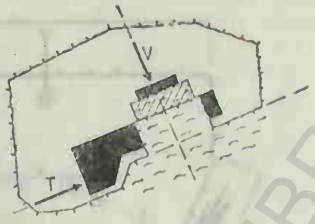


Fig. 8.46. Forfecare pe şistozitate pe martori de 80×80 cm.

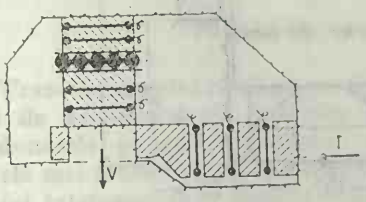


Fig. 8.47. Forfecare prin masa rocii pe martori de 80×80 cm, cu prese plate betonate în serie.

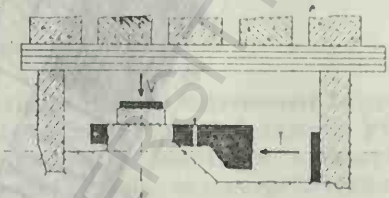


Fig. 8.48. Forfecare prin masa rocii pe martori de 80×80 cm, în casete metalice cu pinten în incintă.

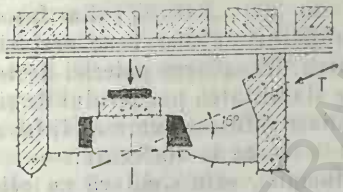


Fig. 8.49. Forfecare prin masa rocii pe martori de 80×80 cm, în casete metalice cu faţa înclinată în incintă.

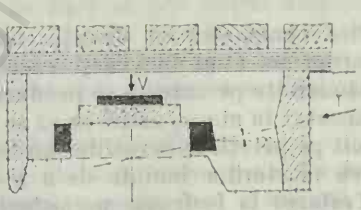


Fig. 8.50. Forfecare prin masa rocii pe martori de 140×160 cm, în incintă.

— forfecare prin masa rocii pe martori de 80×80 cm, în casete metalice cu pinten în incintă cu lestare (fig. 8.48) ;

— forfecare prin masa rocii pe martori de 80×80 cm, în casetă metalică cu faţa înclinată, în incintă cu lestare (fig. 8.49) ;

— forfecare prin masa rocii pe martori de 140×160 cm, în incintă, cu lestare (fig. 8.50).

Schemele de determinare pentru definirea rezistenţei la forfecare prin masa rocii enumerate mai sus permit stabilirea valorilor de calcul la principalele tipuri de roci.

O atenţie deosebită trebuie acordată procedeului de forfecare pe şistozitate pe martori de 80×80 cm (fig. 8.46). Acest procedeu s-a aplicat la S.H.E.N. Porţile de Fier I, într-o zonă cu înclinarea şistozităţii mai redusă dar suficient de evidentă (fig. 8.51). Testarea s-a făcut pe un pachet de gnaise

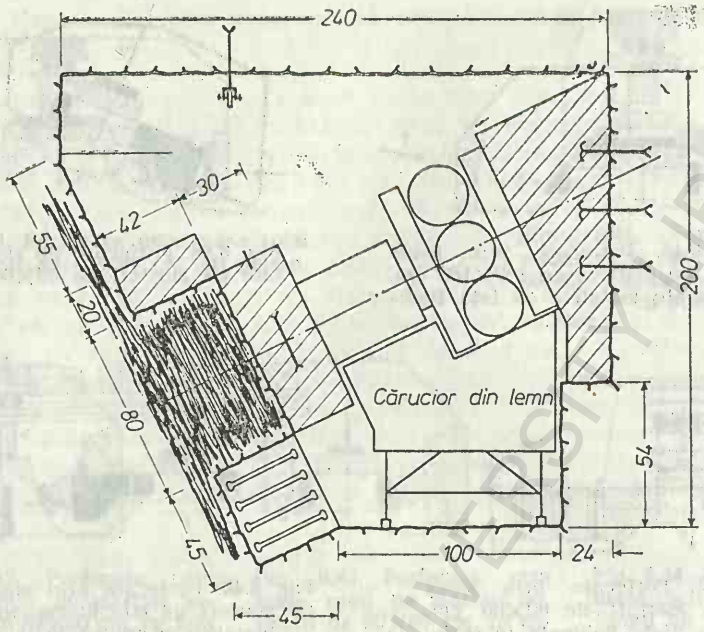


Fig. 8.51. Schema forfecării pe șistozitate.

biotitice compacte, cu direcția constantă de 290—300°/55°. La fasonarea martorilor s-a avut în vedere că cele patru colțuri să marcheze același plan de șistouzitate pe care să se producă forfecarea. Excavarea galeriei de testare s-a executat în etape, astfel ca să se realizeze stabilitatea pachetului de șisturi, întrucît pe pereții excavațiilor au fost semnalate infiltrații care ar fi favorizat ruperea martorilor înainte de a se executa testarea la forfecare.

Testarea la forfecare pe șistozitate, principial, este similară cu celelalte menționate mai sus, cu precizarea că planul de forfecare orizontal în acest caz corespunde cu planul de șistozitate. Sarcina tangențială ce provoacă forfecarea martorului de rocă s-a realizat prin intermediul a patru prese plate betonate în serie (fig. 8.51). Acestea au acționat cu o excentricitate de 20 cm față de planul de forfecare.

8.3.3. Calculul parametrilor de forfecare

Datele obținute prin măsurători directe asupra încărcărilor normale și a forțelor tangențiale sînt reprezentate sub forma dreptei ce caracterizează tăierea, trasată prin coordonatele $\sigma - \tau$, cunoscută sub denumirea de dreapta lui Coulomb, care are expresia :

$$\tau = f\sigma + c,$$

în care τ este rezistența la forfecare ; f — coeficientul de frecare ; c — coeziunea ; σ — sarcina normală.

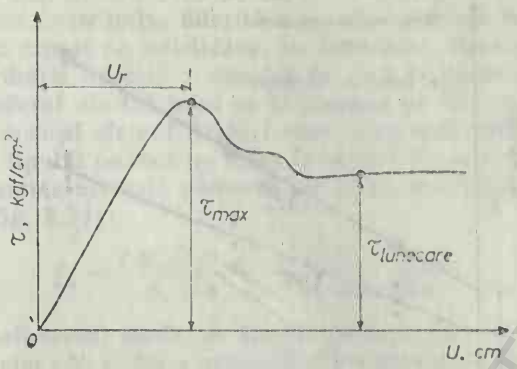


Fig. 8.52. Diagrama de rupere și alunecare.

Trasarea dreptei intriseci prezintă o serie de greutăți determinate în principal de neconcordanța valorilor măsurate. Foarte rare sînt cazurile cînd coordonatele punctelor rezultate din măsurători se înscriu pe o dreaptă. De cele mai multe ori, pentru rezolvarea acestui neajuns, se recurge la trasarea dreptei intrinseci prin metoda celor mai mici pătrate.

În scopul măririi suportului trasării dreptei intrinseci se utilizează principiul măririi numărului măsurătorilor prin continuarea forfecării după fenomenul de rupere la fenomenul de alunecare prin schimbarea sarcinilor verticale. În acest mod, pe același bloc sau martor de rocă se pot obține numeroase perechi de valori (coordonate) pentru σ și τ. Mărirea numărului perechilor de valori pentru σ și τ dă posibilitatea trasării dreptei intrinseci cu o precizie mai mare și, în consecință, coeficientul de frecare are o valoare mai apropiată de cea reală.

Pentru determinarea cît mai exactă a mărimii efortului de rupere, care în numeroase cazuri nu apare ca un moment evident, se construiește diagrama efort-deformație (deplasarea blocului), pe care se poate face o analiză mai completă pentru stabilirea mărimii acestui efort (fig. 8.52). Diagrama se întocmește pentru fiecare bloc sau martor din cadrul aceleiași baterii de testare, cu încărcări verticale diferite. Astfel se obțin valori ale rezistenței la rupere sau la alunecare pentru diferite încărcări verticale, cu ajutorul cărora se trasează dreapta lui Columb-Mohr (fig. 8.53). Din această diagramă se extrag valorile parametrilor de forfecare (φ și c) stabiliți pentru fiecare tip de rocă.

Utilizarea rezultatelor măsurătorilor „in situ" ai parametrilor de forfecare este strîns legată de modul de distribuție a diferitelor tipuri de rocă pe suprafața de fundare.

În fundația construcțiilor hidrotehnice rareori se întîmplă ca întreaga suprafață să cuprindă roci cu aceleași caracteristici geometrice. În general aceasta este alcătuită din rocă ale căror caracteristici diferă.

În figura 8.54 se prezintă modul de abordare a interpretării valorilor parametrilor de forfecare în situația prezenței mai multor tipuri de roci pe suprafața de fundare. Relația de calcul are forma

$$f_F = \frac{f_1A_1+f_2A_2+\ldots+f_nA_n}{A_1+A_2+\ldots A_n} = \frac{f_iA_i}{A_i} \text{ unde,}$$

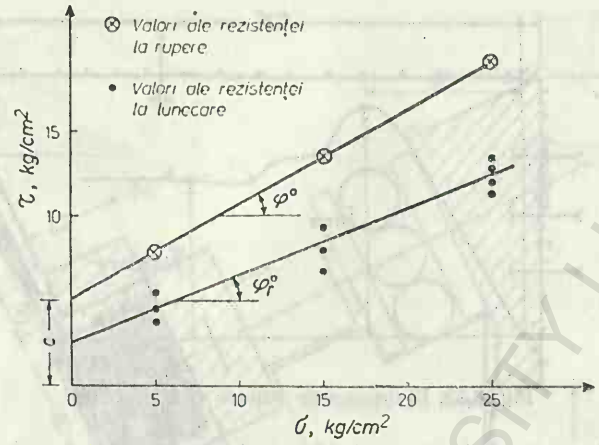


Fig. 8.53. Dreapta lui Coulomb.

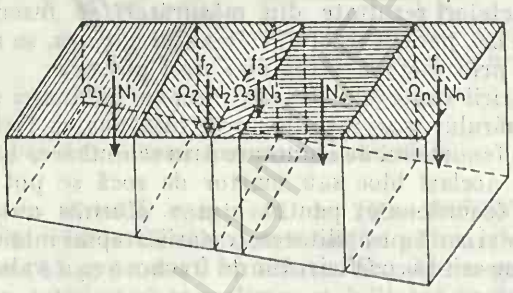


Fig. 8.54. Schiță cu principiul ponderii suprafețelor și a forțelor.

în care f_F este coeficientul mediu de frecare pe suprafața de fundare, calculat după criteriul suprafețelor ; f_i — coeficientul de frecare pentru fiecare tip de rocă ; A_i — mărimea suprafeței fiecărui tip de rocă.

Utilizarea acestui criteriu de determinare a valorilor coeficienților de frecare a ansamblului face abstracție de poziția în plan a diferitelor tipuri de roci. Pe suprafața de fundație apar solicitări variabile, ceea ce crează situația ca unele tipuri de roci cu o capacitate mică de preluare a forțelor tangențiale să fie plasate în zona cu solicitări mari, sau roci cu capacitate mare de preluare a forțelor tangențiale să fie plasate în zone cu solicitări mici. Capacitatea de preluare a forțelor tangențiale, exprimată prin rezistența la forfecare, este proporțională cu încărcarea normală, după expresia

$$\tau = fN,$$

în care τ este rezistența tangențială : f — coeficientul de frecare ; N — încărcarea normală.

Astfel, la același tip de rocă zonele mai solicitate contribuie cu un aport mai ridicat din rezistența totală față de zonele asupra căror acționează sarcini normale reduse.

Determinarea corectă a coeficientului de frecare pe ansamblul fundației trebuie să însumeze contribuția diferită a maselor de rocă funcție de poziția pe care o ocupă în raport cu solicitarea. În acest sens, elementul de pondere, ce cuprinde contribuția diferită a maselor de rocă la preluarea forțelor tangențiale, s-a considerat efortul total ce acționează pe fiecare tip de rocă din fundație. Efortul normal aferent fiecărei zone integrează atît mărimea suprafeței cît și poziția tipului de rocă pe talpa fundației. Funcție de poziția tipului de rocă variază sarcina normală preluată din diagrama totală de încărcare pe talpa fundației (fig. 8.54):

$$f_N = \frac{f_1 N_1 + f_2 N_2 + \ldots f_n A_n N}{N_1 + N_2 + \ldots N_n} = \frac{\Sigma f_i N_i}{\Sigma N_i}$$

în care f este coeficientul mediu de frecare pe suprafața de fundare calculat după criteriul forțelor; N_i — forța normală corespunzătoare fiecărui tip de rocă.

Modificările coeficientului de frecare funcție de criteriul aplicat sînt ilustrate de analiza unui exemplu simplu, des întîlnit pe talpa fundațiilor de baraje. Pentru simplificare, să luăm în considerație existența pe talpa de fundație a două tipuri de rocă, iar diagrama de efort pe talpa de fundație se ia de formă triunghiulară. De menționat că diagramele reale de efort în majoritate sînt de formă trapezoidală, însă numai variația triunghiulară a efortului conduce la modificări ale valorii coeficientului mediu de frecare. Elementele geometrice și încărcările pe talpa de fundație sînt schematizate în fig. 8.55.

Aplicarea celor două criterii de calcul a coeficientului mediu de frecare conduce la obținerea unor valori diferite (f_F și f_N). Astfel, avem:

$$f_F = \frac{f_1 + (n-1) f_2}{n}$$

$$f_N = \frac{f_1 (2n-1) + f_2 (n-1)^2}{(2n-1) + (n-1)^2},$$

unde $n = 1/a$

Raportul coeficienților medii, rezultat pe baza celor două criterii, este dat de un anumit raport al coeficienților de frecare $\alpha = \frac{f_1}{f_2}$ după relația

$$K_\alpha^n = \frac{f_N}{f_F} = \frac{\alpha(2n-1) + (n-1)^2}{n + n(n-1)}$$

Diagrama din figura 8.56 evidențiază că valoarea coeficientului mediu de frecare a unui ansamblu geologic constituit din două tipuri de roci, cu

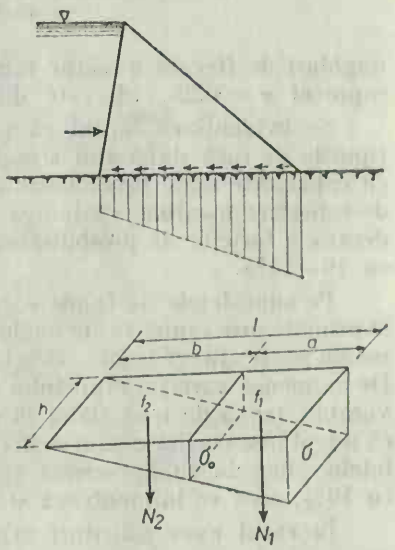


Fig. 8.55. Schemă de calcul pentru două tipuri de rocă.

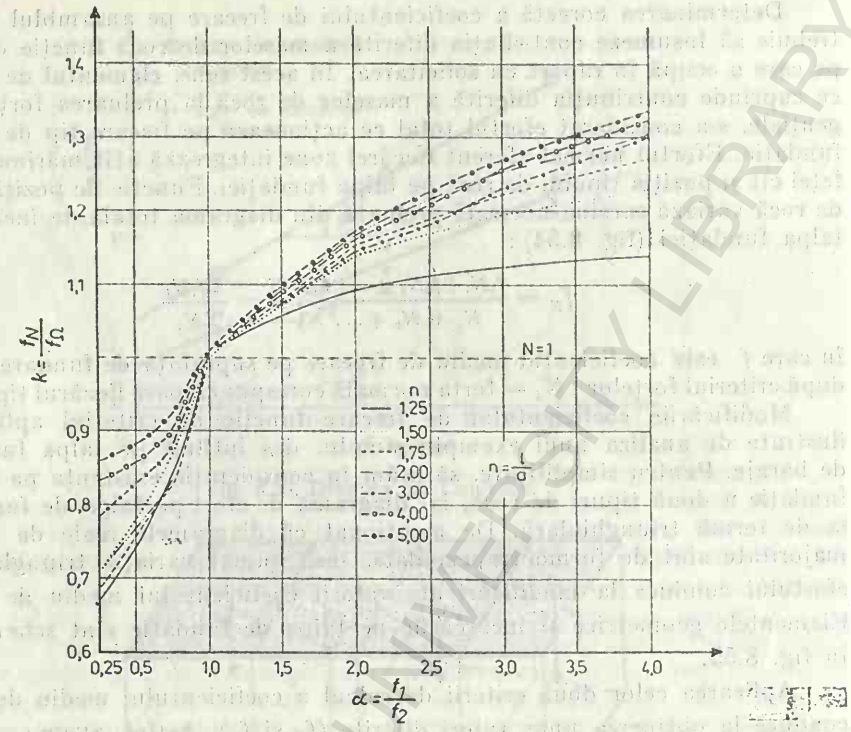


Fig. 8.56. Diagramă cu calculul comparativ al principiilor suprafețelor și forțelor.

unghiuri de frecare a căror tangentă variază în limitele $f = 0{,}2 \ldots 0{,}8$, iar raportul $\alpha = 0{,}25 \ldots 4$, este diferit funcție de criteriul de calcul aplicat.

Se evidențiază faptul că pentru situații geologice favorabile, în care tipurile de rocă slabă sînt situate în zonele de solicitare minimă, sau rocile cu capacitate mare de mobilizare a rezistenței la frecare sînt situate în zone de solicitare maximă, evaluarea coeficientului mediu pe baza luării în considerație a forțelor dă posibilitatea adoptării unui coeficient mediu mai ridicat cu 10—15%.

Pe suprafețele de fundare cu un grad de neomogenitate mare a rocilor, exprimate prin rapoarte ale unghiurilor de frecare de 2—4, sporul coeficientului mediu poate ajunge la 20—30% față de criteriul proporționalității suprafețelor. De asemenea variația raportului coeficienților medii în situații geologice defavorabile (zonă de rocă slabă în porțiunile de solicitare maximă) evidențiază că adoptarea coeficientului de frecare a ansamblului pe baza criteriului suprafețelor duce la subaprecierea capacității de preluare a forțelor tangențiale cu 10%, ceea ce influențează stabilitatea generală a uvrajelor.

În cazul unor solicitări mai complexe — distribuții de eforturi după diagramă de tip trapezoidal (fig. 8.57) — aprecierea situației raportului coeficienților medii funcție de criteriul de calcul aplicat poate fi făcută pe baza

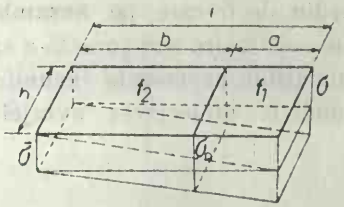


Fig. 8.57. Repartizarea trapezoidală a eforturilor.

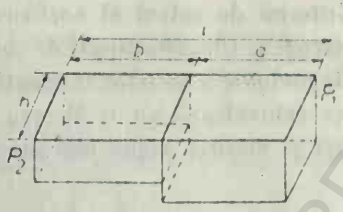


Fig. 8.58. Repartizarea simplificată a eforturilor.

unor scheme simplificate (fig. 8.58) și a diagramei din figura 8.59, care exprimă raportul :

$$\frac{f_N}{f_F} = \frac{\psi}{\lambda}$$

Aplicarea criteriului de pondere, funcție de valoarea efortului normal, apare legată de cunoașterea precisă a distribuției în plan a principalelor tipuri de roci cît și a repartiției eforturilor pe talpa de fundație, corespunzătoare schemei de solicitare maximă.

Calculele necesare sînt legate uneori de un volum însemnat de lucrări, care pentru situații geologice complicate se rezolvă prin împărțirea suprafeței de fundare în suprafețe mici finite și integrarea sistematică a volumelor ce reprezintă solicitările.

Diagramele din figurile 8.56 și 8.59 dau posibilitatea ca pe baza unor schematizări ușoare să se poată aprecia, funcție de situația geologică, oportunitatea și rezervele aplicării criteriului forțelor.

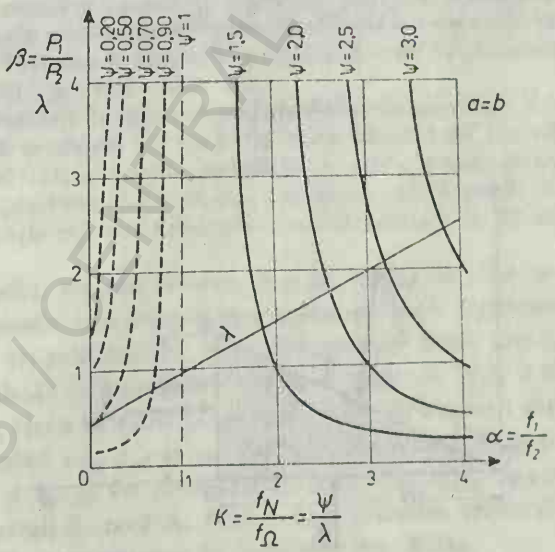


Fig. 8.59. Raportul coeficienților de pondere a forțelor și pondere a suprafețelor.

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Criteriul de calcul al coeficientului mediu de frecare pe ansamble de roci eterogene (diferite tipuri de roci) permite o estimare mai corectă a capacității de preluare a forțelor tangențiale ale fundațiilor neomogene (neuniforme), ceea ce echivalează cu realizarea de economii la proiectarea uvrajelor de greutate și mărirea siguranței acestora.

8.3.4. Determinarea parametrilor de forfecare prin solicitare triaxială

Starea spațială de tensiune într-un punct al masivului omogen și izotrop este definită prin cele trei eforturi unitare principale σ_I, σ_{II}, σ_{III} (unde $\sigma_{II} = \sigma_{III}$). Cu ajutorul acestora se poate exprima valoarea eforturilor unitare normale și tangențiale pentru oricare element de suprafață din punctul considerat.

Din figura 8.60 se pot scrie următoarele relații:

$$\sigma dS \times 1 = \sigma_I dx \times 1 \times \cos\alpha + \sigma_{III} dz \times 1 \times \sin\alpha$$

$$\tau dS \times 1 = \sigma\, dx \times 1 \times \sin\alpha + \sigma_{III} dz \times 1 \times \cos\alpha$$

de unde: $\sigma = \sigma_{II} \cos^2\alpha + \sigma_{III} \sin^2\alpha$,

iar $\tau = (\sigma_I - \sigma_{III}) \sin\alpha \cos\alpha$

Prin transformări trigonometrice, obținem relațiile lucrative:

$$\sigma = \frac{\sigma_I + \sigma_{III}}{2} + \frac{\sigma_I - \sigma_{III}}{2} \cos^2\alpha$$

$$\tau = \frac{\sigma_I - \sigma_{III}}{2} \sin^2\alpha$$

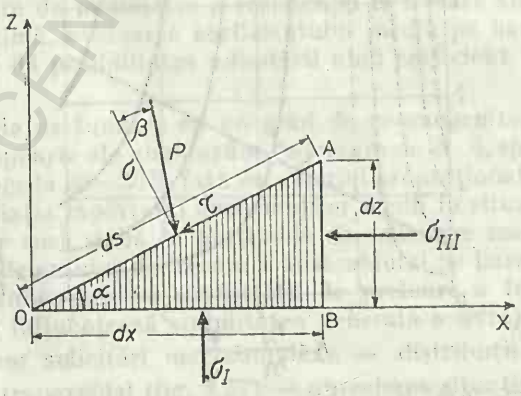


Fig. 8.60. Diagrama eforturilor

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

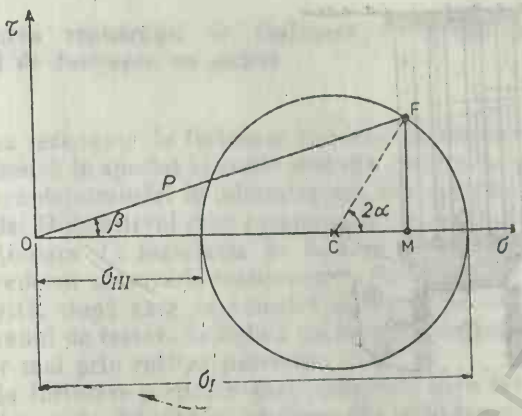


Fig. 8.61. Cercul lui Mohr.

Cu ajutorul relațiilor de mai sus se pot determina valorile tensiunilor σ și τ, dacă se cunosc valorile eforturilor unitare principale σ_I și σ_{III} și poziția elementului de suprafață cercetat.

O reprezentare grafică mai simplă se face cu ajutorul cercului tensiunilor numit cercul lui Mohr (fig. 8.61).

Pe abscisă se reprezintă eforturile principale de compresiune σ_I și σ_{III}. Cu diametrul $\sigma_1 - \sigma_3$ se trasează cercul cu centrul în C. Luînd un punct F oarecare pe cerc se constată că coordonatele acestui punct $\sigma = OM$ și $\tau = MF$ corespund valorile determinate cu relațiile menționate mai sus.

Testarea în masiv a rocilor la solicitări triaxiale constă în determinarea rezistenței la rupere prin compresiune a unui martor de rocă supusă la o presiune laterală p_h. Testarea se execută cu dispozitive de tipul celui din figura 8.62, cu martor cilindric (*a*) sau cubic (*b*).

Efectuarea testării în teren cuprinde următoarele etape mai importante : se confecționează martorul de rocă (în zona aleasă) de formă cilindrică ; se îmbracă martorul într-o manta metalică cu cablu pretensionat, cu ajutorul căreia se creează presiunea laterală σ_{III} ; se realizează dispozitivul de producere a solicitării verticale σ_I, care folosește contrapresiunea în tavanul unei galerii (fig. 8.62).

După aplicarea sarcinii laterale σ_{III} se aplică sarcina normală σ_I progresiv, pînă la producerea ruperii martorului de rocă. Momentul ruperii martorului de rocă trebuie realizat cu mare atenție, fiind indicat de creșterea deformației verticale fără creșterea presiunii verticale (fig. 8.63).

Testarea în teren se execută pe trei probe de martori din același tip de rocă și se determină σ_{IA}, σ_{IB} și σ_{IC} pentru fiecare martor la presiuni laterale de σ_{IIIA}, σ_{IIIB}, și σ_{IIIC}. Cu perechile de valori $\sigma_{IA}\sigma_{IIIA}$, $\sigma_{IB}\sigma_{IIIB}$ și $\sigma_{IC}\sigma_{IIIC}$ obținute pe martorii de rocă A, B și C se construiesc cercurile lui Mohr și se determină valorile parametrilor de forfecare (fig. 8.64).

Dimensiunile martorilor de rocă sînt de ordinul a 0,5 m în diametru și 1,25 m înălțime, iar dacă martorul este cubic are latura de 0,8 m.

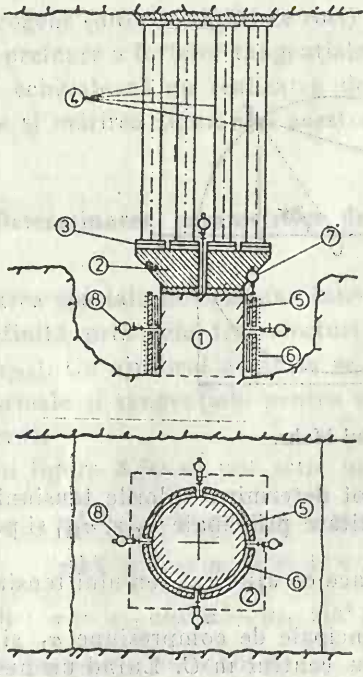


Fig. 8.62. Instalație pentru solicitări triaxiale cu martor de rocă cilindric.

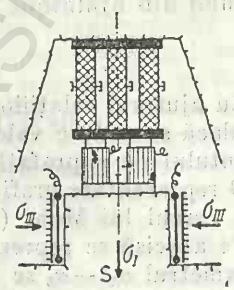


Fig. 8.63. Instalație pentru solicitări triaxiale cu martor de rocă cubic de 80×80 cm.

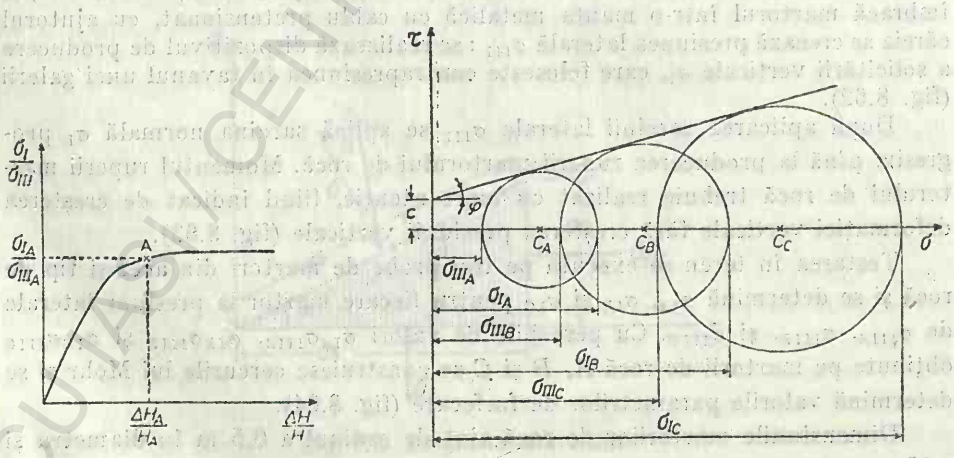


Fig. 8.64. Diagrama determinării lui φ și c prin solicitări triaxiale.

BCU IAȘI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

8.3.5. Determinarea rezistenței de forfecare a rocilor moi cu ajutorul aparatului de forfecare cu palete

Determinarea rezistenței la forfecare în foraje cu dispozitivul de forfecare cu palete se utilizează în special la rocile moi din care nu se pot extrage probe netulburate pentru determinări în laborator sau în condițiile în care nu se pot aplica alte metode. Dispozitivul este compus din trei subansamble (fig. 8.65) : instalația de acționare *1* ; instalația de lansare *2* ; aparatul propriu-zis de forfecare *3*. În vederea măsurării rezistenței la forfecare, se execută un foraj pînă la cota dorită, după care se coboară aparatul propriu-zis de forfecare și se înfige în terenul de testat. Se aplică un moment de torsiune care produce forfecarea rocilor moi prin rotirea paletelor.

Rezistența la forfecare a rocilor moi, măsurată prin testarea cu ajutorul aparatului cu palete, este definită ca mărimea efortului tangențial sub acțiunea căruia rocile se rup după o suprafață cilindrică. Relația de calcul are forma

$$\tau = \frac{M_t}{\frac{d^2}{2}\left(h + \frac{d}{3}\right)}$$

în care d este diametrul paletei (latura mică) ; h — înălțimea paletei ; M_t — momentul de torsiune înregistrat în momentul forfecării.

Această rezistență cuprinde ambii parametri de forfecare (f și c) și nu există posibilitatea stabilirii valorii fiecăruia separat. Spre deosebire de celelalte metode, prin acest procedeu nu se pot realiza încărcări normale pe planul de forfecare, care să ofere posibilitatea trasării dreptei lui Coulumb. Eventual, cu totul informativ, s-ar putea considera ca sarcină normală tensiunea existentă dată de sarcina geologică la diverse adîncimi, dar aceasta presupune existența unui strat omogen pe toată zona testată.

Cu toate implicațiile menționate, metoda oferă posibilitatea obținerii unor informații asupra terenurilor mai slabe la care nu se pot aplica alte tipuri de testări.

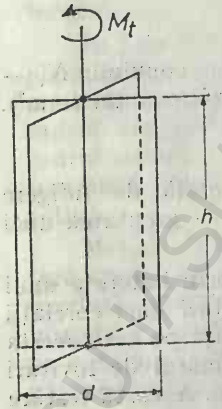


Fig. 8.65. Forfecare cu palete.

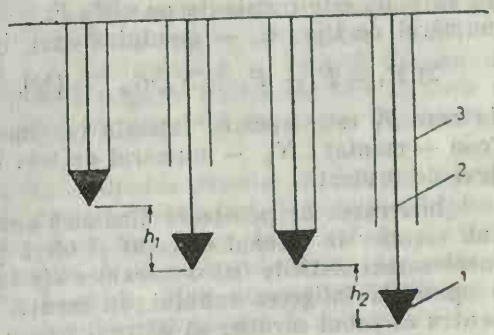


Fig. 8.66. Penetrare statică.

8.4. Determinarea rezistenței la penetrare.

Cînd este necesară testarea unor zone constituite în special din roci granulare (nisipuri), din care cu mari dificultăți se pot preleva probe cu structura nederanjată, se recurge la aplicarea unor metode corelative de teren, adică de testarea complexului litologic în condițiile de zăcămînt. Mai cunoscute sînt următoarele metode:

— penetrarea statică;
— penetrarea dinamică (standard);
— prelevări de probe cu dispozitivul Bishop;
— prelevări de probe cu dispozitivul Geonor.

Primele două metode dau posibilitatea determinării rezistenței la penetrare a complexului, exprimată prin gradul de îndesare.

Încercarea prin penetrare statică constă în presarea în teren în mod lent și continuu, pînă la adîncimea dorită, a unei sonde cu vîrf conic. Încercarea se consideră statică întrucît se face cu o viteză redusă (fig. 8.66).

Se determină rezistența opusă la pătrunderea pe vîrful conului cît și forța datorată frecării laterale pe suprafața tubului de protecție (manta).

Cercetarea prin penetrare statică conduce la verificarea rapidă a terenului între punctele cercetate prin foraje și sondaje deschise și permite o interpretare calitativă imediată a rezultatelor putînd să se determine:

— stratificația străbătută, cuprinzînd localizarea limitelor dintre strate precum și grosimea și înclinarea acestora pe profilul litologic;
— neuniformitatea terenului atît pe orizontală cît și pe verticală;
— prezența obstacolelor sau a golurilor;
— evaluarea capacității portante.

Pe baza valorilor măsurate la pătrunderea penetrometrului se pot calcula următorii parametrii de rezistență:

$$1)\ R_p = \frac{F_c + N_t \cdot G_t}{A_c} \quad [\mathrm{N/mm^2}]$$

în care R_p este rezistența pe vîrf; F_c — forța de înfigere a conului; N_t — numărul de tije; G_t — greutatea unei tije; A_c — aria bazei conului ($\mathrm{mm^2}$).

$$2)\ F_l = F_t - F_c + N_m \cdot G_m \quad [\mathrm{N}],$$

în care F_l este frecarea laterală (pe manta); F_t forța totală de înfigere (con + manta); N_m — numărul de țevi de protecție; G_m — greutatea unei țevi de protecție.

Încercarea de penetrare dinamică constă în înfigerea prin batere a unui tub carotier în terenul cercetat și oferă posibilitatea stabilirii unei corelații între caracteristicile fizico-mecanice ale terenului și rezistența pe care acesta o opune la înfigerea tubului. În esență, se determină numărul de lovituri pentru ca tubul carotier să pătrundă pe o anumită adîncime. Această testare se execută în gaura de foraj la adîncimea la care se solicită testarea și este descrisă în STAS 3198-71.

Prin executarea unor determinări de detaliu efectuate în paralel se pot stabili corelații între numărul de lovituri N rezultat din încercarea de penetrare și valorile unor caracteristici fizico-mecanice ale stratului.

Cel mai frecvent însă, se folosește clasificarea terenurilor după gradul de îndesare, după cum urmează:

— teren afînat, dacă numărul de lovituri este de 0—9;

— teren cu îndesare medie, dacă numărul de lovituri este de 10—30;

— teren îndesat, dacă numărul de lovituri depășește 30.

Ultimele două metode constau în prelevarea de probe din terenul cercetat, netulburat, cu ajutorul unor dispozitive speciale. Cunoscîndu-se volumul probei prelevate și greutatea corespunzătoare, se poate calcula valoarea greutății volumice, pe baza căreia se pot face aprecieri calitative asupra caracteristicilor mecanice ale complexului cercetat. Dacă se dorește aprofundarea cercetării în laborator, se pot preleva probe cu structura deranjată, care se aduc la gradul de îndesare determinat, după care se aplică metodele de testare de laborator.

8.5. Determinarea planelor de alunecare cu ajutorul înclinometrului de foraj

În mod aproape curent, zonele amenajărilor hidroenergetice care ocupă suprafețe importante cuprind și versanți sau taluze afectate de procese de alunecare. Alunecări de teren se întîlnesc adesea în zona lacului de acumulare. De obicei aceste masive de pămînturi au volume însemnate și alunecarea lor în cuveta lacului contribuie la colmatarea lacului, diminuîndu-i volumul de acumulare. Rezultă că la studiul zonelor cu alunecări este necesară cunoașterea planului de alunecare, pentru a putea evalua volumul masivului alunecat și pentru a prevedea măsurile constructive optime de stabilire a echilibrului terenului.

În practica mondială se cunosc numeroase metode pentru determinarea planului de alunecare. În țara noastră se folosește cu succes metoda înclinometrică, care a fost aplicată de ICH-București în numeroase cazuri. În cadrul amenajărilor hidroenergetice a fost aplicată la barajul Gogoșu din cadrul sistemului Hidroenergetic și de Navigație Porțile de Fier II unde un însemnat volum de teren din malul stîng prezintă fenomene de alunecare activă.

Metoda înclinometrică constă din echiparea găurilor de foraj cu tubulatură specială și măsurarea deplasărilor acestei tubulaturi. Tubulatura de plastic prezintă patru caneluri dispuse pe două diametre; în tubul de plastic se introduce aparatul propriu-zis, denumit înclinometru de foraj, care culisează pe caneluri cu ajutorul unor rotițe de ghidaj. Este necesar ca tubulatura să pătrundă cîțiva metri în masivul stabil, deci sub planul de alunecare.

Înclinometru oferă posibilitatea măsurării deplasării tubulaturii față de poziția inițială considerată poziția 0. Cu datele măsurătorilor se construiesc

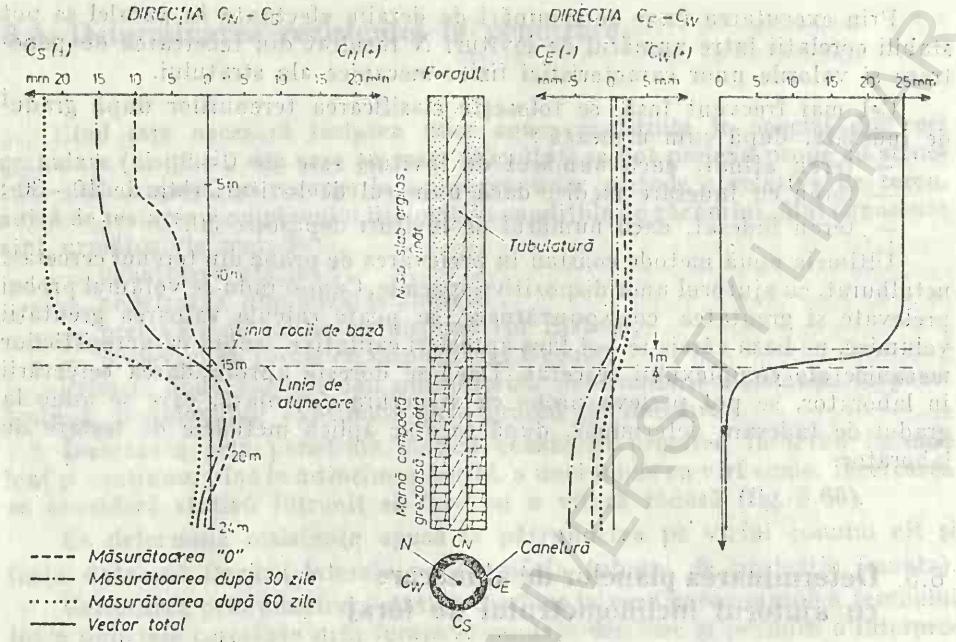


Fig. 8.67. Diagrama determinării planului de alunecare prin măsurători înclinometrice.

diagrame reprezentînd deplasările pe diverse direcții, care pun în evidență adîncimea la care se produce mișcarea masivului. Cunoașterea adîncimii mișcării în mai multe puncte repartizate pe suprafața masivului alunecat dă posibilitatea aprecierii poziției planului de alunecare (fig. 8.67).

Bibliografie

1. Stamatiu M. (1962) — *Mecanica rocilor*. Editura didactică și pedagogică, București.
2. Schneider B. (1967) — *Moyens nouveaux de reconnaissance des massifs rocheaux*. Annales de l I.T.B.T.P. Séerie Sols et Fondation, Paris.
3. Protodiaconov M. M. (1968) — *Méthode nouvelle de determination des propriétés méchaniques des terrains miniers*. Revue de l'Industrie Minerale.
4. Kujundzic B. (1966) — *Behaviour of Rock Masses as Structural Foundation*. Proc. I Congress I.S.R.M., R 8 — 1 Lisboa, Portugal.
5. Jovanovic R. (1970) — *Anisotropy of Rocks on an Element Principle for Rock Classification in Engineering Geological Sense*. Proceedings of the Second Congress of the I.S.R.M. R 1 — 37, Beograd.
6. Obert C. și Duwall W. J. (1967) — *Rock Mechanics and the design of Structures in rock*. John Willey, New York.
7. Comes G. (1965) — *Contribuții la determinarea caracteristicilor mecanice ale unei fundații stîncoase*. Revue Travaux nr. 375, Nov.
8. Martini M. și alții (1964) — *Methods to determine the physical properties of rock*. Trans. 8th Congress on Large Dams Edinburgh.

9. Bollo M. (1962) — *Le projet des fondation et le comportement de roches.* Revue de la federation internationale du bâtiment et des travaux publics, No. 35.
10. Bollo M. și alții (1966) — *Considèration sur l'éxecution et l'interpretation d'essai de charge avec des prèssiomètres plans de 2 à 4 m² de surface.* Comptes rendus du premier congrès de la Societe Internationale de Mechanique des Roches Lisboa.
11. Drozd K. și alții (1970) — *On the problem of borehole strenght testing.* Proc. of the Sec. Congress of the Internationale Society of Rock Mec., Beograd.
12. Fodor D. și alții (1969) — *Metodologia de determinare a proprietăților de rezistență a rocilor.* Revista minelor, nr. 11.
13. Georgescu D. și alții (1971) — *Determinarea caracteristicilor mecanice ale rocilor.* Editura tehnică, București.
14. Noel G. (1963) — *Mesure du module d'élasticité en profondeur dans les massifs rocheau* Cellule de mèsure. Annales d'I.T.B.T.B., 185.
15. Oscar R. (1964) — *In situ testing of foundation and abutement rock for dams.* 8th Int. Congress on Large Dams Edinburgh rap. 5., quest. 28.
16. Oberti G. și alții (1949) — *La galleria forzata del'limpianto di Lovero* L'Energia Ellectr.
17. Popescu Al. (1970) — *Studiul Stărilor de tensiune in masiv prin metoda descărcării rocilor.* Revista Minelor, nr. 2.
18. Rusu O. și alții (1970) — *Probleme moderne de rezistența materialelor,* București, Editura tehnică.
19. Talobre J. (1964) — *La mesure in situ des propriétés mécaniques des roches et la sécurité des barrages de grande hauteur.* 8ème Congrès des Grands Barrages, Edinburgh, R. 20, Q. 28.
20. Talobre J. (1967) — *La méchanique des roches.* Dunod, Paris.
21. Camberfort H. (1957) — *L essai de pénétration et le standard pénétration test.* La gènie civil, nr. 3.
22. Caquot A. și alții (1968) — *Tratat de mecanica pămînturilor.* Trad. din limba franceză, București, Editura tehnică.
23. Costet I. și Sanglerat G. (1969) — *Cours practique de mécanique des sols.* Dunot, Paris.
24. Kerisel J. (1967) — *Mesure in situ pour determiner la portance d'une fondation.* Cahier du Centre Scientifique et Technique du Batiment, nr. 30, Paris.
25. Meyerhof G. (1957) — *The ultimate bearing capacity of foundation on slopes.* Comptes rendu du 4-eme Congres intern. Londres.
26. Sanglerat G. (1965) — *Le pénétromètre et la reconnaissance des sols.* Dunod, Paris.
27. Văduva C. și alții (1964) — *Procedee folosite și rezultate obținute la determinarea in situ a proprietăților fizico-mecanice ale rocilor din fundația unor baraje înalte din R.P.R.* Hidrotehnica, Gospodărirea apelor, Meteorolgie, nr. 6—7.
28. Văduva C. (1964) — *Determinarea rezistenței rocilor la frecare și lunecare pentru construcții hidrotehnice din beton,* Sesiunea științifică I.S.P.H.
29. Văduva C. și alții (1965) — *Metode directe de investigație asupra condițiilor geologice tehnice la construcțiile hidroenergetice din R.P.R.* Congresul VII al Asoc. Geol. Carpato-Balcanice, Sofia.
30. Văduva C. (1a65) — *Caracteristicile de compresibilitate ale rocilor determinate prin încercări in situ.* Sesiunea tehnico-științifică, I.S.P.H.
31. Văduva C. (1968) — *Tendințe noi in activitatea de studii inginero-geologice în U.R.S.S pentru construcții hidrotehnice.* Raport prin schimbul de experiență în U.R.S.S. din iunie.
32. Văduva C. (1969) — *Studii de mecanica rocilor folosite in cercetarea fundațiilor și construcțiilor hidrotehnice și unele probleme actuale ale acestora.*
33. Văduva C. (1980) — *Aplicarea unor metode statistice la utilizarea valorilor de calcul ale parametrilor geotehnici.* Hidrotehnica 25.
34. Tomilson M. J. (1969) — *Protectarea și executarea fundațiilor.* Traducere din limba engleză. București, Editura tehnică.
35. Roza C. A., Zelenski B. D. (1967) — *Isledovanie mehaniceskih svoistv scalnih osnovanii ghidrotehniceskih soorujenii.* Energhia, Moskova.

Cota veche 37,00

Redactor : IOAN CISMAS
Tehnoredactor : MARIA TRĂSNEA
Coperta și supracoperta : VALENTIN VIȘAN

Bun de tipar 15.07.1981. Coli de tipar 31,5.
C.Z. 6241311.

Intreprinderea poligrafică „OLTENIA"
CRAIOVA
Str. Mihai Viteazul nr. 4
Cd. nr. 108.

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY